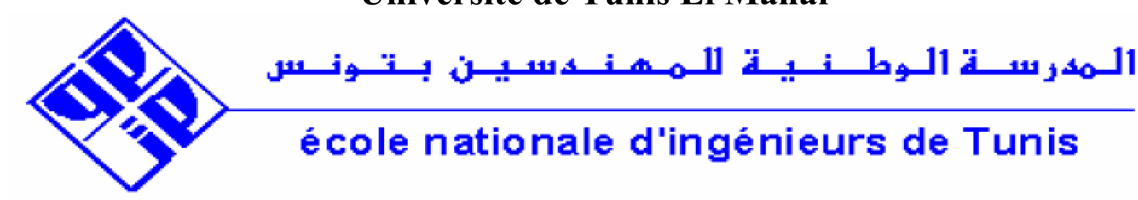
جامعة تونس المنار
Université de Tunis El Manar



Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

Présenté par

Rahma Hammi & Imen Jaiem

Pour obtenir le

Diplôme National d'Ingénieur en Génie Civil

CONCEPTION ET CALCUL DE LA STRUCTURE EN BETON ARME DE L'HÔTEL JAWHARA

Sujet proposé par : Bureau d'étude Sami Boudhri

Soutenu le : 05 Juin 2008

Devant le jury :

Président : Farah Cheick Mhamed

Rapporteur : Maha Azzabi

Encadreur(s) ENIT : Karim Miled, M[d] Yéssine Douira

Année : **2007 - 2008**

RESUME

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'un projet de fin d'études, consacré à l'étude d'un hôtel 'JAWHARA' à Sousse.

Ce projet a été proposé par le bureau d'étude Sami Boudhri à Sousse.

L'étude de ce projet porte essentiellement sur la conception et au calcul de structures en béton armé ainsi que l'étude d'un portique en charpente métallique tout en essayant l'application de l'approche de la haute qualité environnementale au niveau de la conception.

Les principales tâches dans notre travail vont porter d'une part sur la conception, le dimensionnement des poteaux et des semelles de l'hôtel en entier, et le dimensionnement des poutres et des raidisseurs du « Bloc G » ;
D'autre part du fait de la richesse et diversité structurelle du projet, il s'est avéré intéressant d'étudier les éléments présentant des spécificités à savoir les escaliers, les bâches à eau, la piscine couverte, la voûte, les portiques et la rampe, etc.

La conception s'est basée sur un choix de système poteau-poutre, qui dans la plupart des cas répond aux exigences architecturales, à l'exception des espaces dégagés tel que la salle polyvalente où la grande portée et l'impossibilité de prolonger les poteaux de l'étage au-dessus jusqu'au sol implique l'adaptation de portiques.

A fin d'assurer une certaine isolation thermique et acoustique du bâtiment ainsi que le confort des personnes, nous avons essayé d'appliquer la démarche de la haute qualité environnementale par l'application de certaines techniques et matériaux adéquats.

Il est à noter que pour l'étude des divers éléments du projet ci-dessus énoncés, nous avons utilisé plusieurs outils de calcul à savoir le logiciel ARCHE Ossature, Poutre, Poteau, Semelle, le logiciel EFFEL pour le dimensionnement de la voûte et la bâche à eau, ainsi que le logiciel RDM-Flexion et Ossature pour la détermination des sollicitations lors de l'étude des escaliers, des portiques, etc. ce qui nous a énormément facilité la tâche.

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE

Le présent projet de fin d'études est consacré à la conception et le dimensionnement de la superstructure et des fondations principalement en béton armé de l'hôtel « Jawhara » situé à Sousse. La construction de cet hôtel est déjà entamée et suit l'avancement des études en cours.

Ce mémoire comporte cinq chapitres :

Dans le premier chapitre, nous allons présenter en premier temps la conception architecturale du projet afin de donner une idée générale sur la répartition des espaces et sur leurs usages. Dans un second temps, nous allons proposer une conception pour la structure de l'hôtel en respectant les règles d'art est les contraintes architecturales.

Dans le deuxième chapitre, nous nous proposons d'améliorer les performances énergétiques du projet en suivant une démarche de haute qualité environnementale.

Dans le troisième chapitre, nous allons présenter d'abord les hypothèses de calcul adoptées ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés. Ensuite, nous allons évaluer les charges permanentes et les charges variables appliquées à notre structure.

Le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement de la structure de l'hôtel. La modélisation et le calcul de l'ossature de l'hôtel seront conduits numériquement moyennant le logiciel « Arche » ; les résultats seront présentés dans l'annexe du mémoire.
Des calculs manuels et des vérifications seront aussi conduits pour les autres éléments de la structure a savoir une dalle pleine, une poutre courbe, une voûte, des portiques en béton armé et en charpente métallique, des escaliers, une rampe, une bâche à eau, une piscine et des acrotères, à l'aide de quelques logiciels tels que les modules de Arche, Effel et RDM6.

Enfin, le dernier chapitre sera dédié au dimensionnement des fondations superficielles de l'hôtel.


Chapitre I
Présentation du projet

Chapitre I

DESCRIPTION ARCHITECTURALE
ET
CONCEPTION STRUCTURALE

I- Description architecturale

Le projet objet de notre étude est un hôtel de catégorie « 4 étoiles », nommé « Jawhara » et situé dans la zone touristique de Sousse au bord de la mer. Le site actuel du projet est celui de l'hôtel Coralia qui a été démoli, sa piscine extérieure est encore préservée.



Figure I.1 : Façade principale de l'hôtel.

Ce projet s'étend sur une superficie totale d'environ 5 hectares et présente une surface couverte de 62 000 m². Il comprend un sous-sol (S.S), un rez-de-jardin (RDJ), un rez-de-chaussée (RDC) et cinq étages.

A partir du RDC, la surface de chaque étage est d'environ 13200 m²

Cet hôtel est formé principalement par une partie centrale entourée par deux ailes (cf. figure 1.1).



Figure I.2 : les trois parties de l'hôtel.

Selon la fonctionnalité, on peut distinguer 3 parties. Une première partie formée par des blocs à usage d'hébergement comportant 582 chambres et 39 suites ; les deux ailes principales de l'hôtel sont exclusivement réservées à l'habitation. La deuxième partie comporte les locaux communs (réception, restaurants, vestiaires, bars, salles polyvalentes, etc.) et la troisième les locaux de service et techniques (cuisines, laveries, etc.).

Le sous-sol situé à une profondeur de 7.5 m (par rapport au niveau du RDC) a une surface d'environ 8215 m². Il comprend essentiellement des locaux techniques, de stockage et de dépôt, des bâches à eau de hauteur sous plafond (HSP) variant entre 2.5 et 3.2 m, une salle polyvalente (HSP égale à 7.2 m) et un parking (HSP égale à 3.2 m) ayant une capacité de stationnement de 43 véhicules. Le moyen d'accès des camions aux locaux techniques est assuré par une rampe de pente d'environ 15%.

Le RDJ a une surface d'environ 16 000 m². Il est constitué essentiellement des cuisines, d'une piscine couverte (HSP égale à 3.8m), un centre de thalasso thérapie, un restaurant (HSP égale à 5.3 m) et un parking (HSP égale à 3.2 m) de capacité de stationnement de 24 véhicules. Le RDJ comporte aussi le premier niveau des ailes d'hébergement (HSP égale à 3m).

Le RDC comprend deux blocs d'hébergement au niveau des ailes (HSP égale à 3m), un hall de réception vaste (HSP égale à 10.2m) s'étalant sur trois niveaux et des bureaux pour la direction. On trouve également des boutiques, des cafés, un bar, des restaurants et une salle des jeux (HSP égale à 5m). Deux entrées principales se situent à ce niveau ; la première ouvre sur la façade principale et la deuxième sur la piscine.

Les deux premiers étages constituent des blocs d'hébergement au niveau des ailes et des restaurants et des bureaux administratifs (au niveau du deuxième étage) situés dans la partie centrale.

Les trois derniers étages sont réservés principalement pour l'hébergement (HSP égale à 2.8 m). Ils sont pratiquement identiques sauf que le 5ème étage comporte deux suites de plus.

Des escaliers et des ascenseurs et des montes charges sont conçus pour permettre d'accéder d'un étage à un autre.

A cause de l'étendue du projet, l'architecte a proposé de diviser l'hôtel en seize blocs moyennant des joints de dilatation de longueur d'environ 30m.

Joints de structure

Introduction

Un joint désigne une coupure entre deux parties d'un bâtiment, permettant à chaque partie de se déplacer librement, sans que les sollicitations auxquelles elle se trouve soumise aient une influence sur l'autre partie.

Le rôle des joints est d'assurer la solidarisation, la continuité et l'étanchéité des matériaux utilisés dans la construction, et par conséquent la résistance de celle-ci aux efforts de compression, de flexion ou de traction qui la sollicitent ; ils participent à l'étanchéité du mur.

Les variations de température, le retrait dû au durcissement, le fluage et le gonflement initial du béton entraînent une déstabilisation entre les éléments d'une construction en béton armé. Il devient alors nécessaire de prévoir dans les ouvrages des solutions de continuité sous forme de joints. *[1]*

Types et caractéristiques

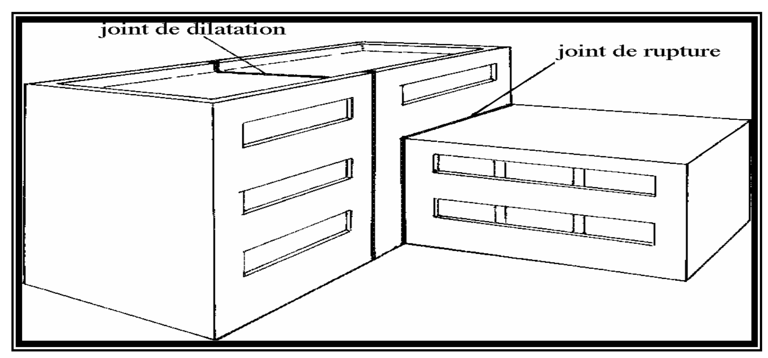


Figure I.3: Types de joints de structure.

Les joints utilisés sont : Joint de dilatation et Joint de retrait ou Joint de rupture.

- Le ***Joint de dilatation*** et ***de retrait*** est plus particulièrement une coupure destinée à parer à l'action normale des variations thermiques et du retrait.

- Le ***Joint de rupture*** est plus spécialement une coupure destinée à permettre le mouvement de la déformation provoquée par des causes accidentelles (tassements différentiels des du sol et des fondations) ou par des causes normales (différence de hauteur entre deux bâtiments accolées ou une différence importante dans les surcharges et les sollicitations auxquelles sont soumis les deux bâtiments).

Ces joints structurels doivent être judicieusement distribués, et concerner toute l'épaisseur de la maçonnerie (y compris chapes, enduits et revêtements extérieurs rapportés) sur environ 2 cm de largeur ; ils ne peuvent être obturés qu'avec des matériaux ou profilés qui s'adaptent à des déformations importantes.

En pratique, l'espacement maximal entre deux joints de structure consécutifs varie entre 25 et 50 m selon les conditions climatiques (plus le climat est humide plus l'espacement est important).

A la suite des caractéristiques citées des joints, vu l'étendue du terrain du projet, on a opté pour un placement de joints de dilatation tous les 25 à 30 m tout en respectant la répartition architecturale et sa fonctionnalité.

[1]

II- Conception structurale

II.1. Introduction

La conception est la phase la plus importante lors de l'élaboration d'un projet de bâtiment. Ainsi, une bonne lecture des plans architecturaux, des coupes et des détails est indispensable pour la compréhension du projet et le dégagement des problèmes qui puissent nous rencontrer ainsi que des contraintes et des exigences à prendre en compte.

La conception doit obéir à un certains nombre de critères. Elle doit assurer un bon compromis permettant à la fois de satisfaire les exigences structurales et architecturales et de minimiser le coût global du projet.

II.2. Critères du choix

La conception de la superstructure a été réalisée en respectant les critères suivants :

1- Assurer la sécurité des individus et des biens,

2- Respecter au mieux les plans architecturaux pour conserver l'aspect esthétique du bâtiment. En effet, l'emplacement des poteaux ne doit en aucun cas gêner l'usage fonctionnel de l'architecture,

3- Eviter les grandes portées dans un but d'économie et d'esthétique ; limiter les hauteurs des retombés surtout si la HSP n'est pas importante. Dans ce cas, on a eu recours à des poutres plates,

4- Prendre en compte les données géotechniques et l'emplacement de l'hôtel au bord de la mer. La portance du sol est moyenne et égale à 2.5 bars.

Ainsi, le système choisie pour l'ossature du bâtiment est le système classique « poutres – poteaux » en béton armé. Deux types de plancher ont été adoptés selon les portées ; le plancher nervuré avec hourdis céramique (corps creux) et le plancher en dalle pleine, tous deux coulés en œuvre. Ce système porteur est le plus utilisé en Tunisie et il est caractérisé par sa facilité d'exécution et son économie relativement à d'autres systèmes.

La solution fondations superficielles a été retenue; des semelles isolées en béton armé avec une base en gros béton sous les poteaux et des semelles filantes sous les voiles.

II.3. Difficultés et contraintes architecturales rencontrées lors de la conception

Les principales difficultés rencontrées lors de la conception de ce projet sont :

1- Au niveau de l'emplacement et des dimensions de la section de certains poteaux. L'emplacement des poteaux a été choisi en superposant les plans des différents étages et en respectant certaines contraintes telles que la conservation des dimensions des poteaux du hall de réception et de la salle polyvalente exigées par l'architecte pour leur aspect esthétique. Il est préférable aussi que les poteaux soient cachés dans les murs pour des raisons esthétiques. Au niveau de certains étages, nous avons eu recours à des poteaux naissants

2- Au niveau de la réception de largeur très importante (environ 25m) qui s'étale sur 3 étages, on a eu recours à des poutres de grande hauteur simplement appuyés sur des poteaux ; la hauteur sous plafond de 10,5m nous permet d'autoriser des retombées importantes.

3- Assurer une circulation aisée dans le parking (RDJ et sous-sol), tout en respectant le nombre des places des voitures envisagé, de ce fait, nous avons placé des poteaux espacés d'une trame de 3 voitures,

Chapitre II
Conception en Haute Qualité Environnementale



Chapitre II

CONCEPTION EN HAUTE QUALITE ENVIRONNEMENTALE

I- Introduction

Nouvelles exigences, nouvelles technologies, nouveaux matériaux … l'émergence du bâtiment durable remet en cause le bagage culturel et technique des professionnels : c'est la révolution à tous les niveaux.

La véritable clé du bâtiment durable est de tirer parti de l'environnement plutôt que le subir. En fait le bâtiment doit s'accorder aux notions du développement durable : plus respectueux de la nature ; moins émetteur de CO_2.

Qu'on l'appelle durable, vert ou écologique ; le bâtiment nouveau en HQE apporte non seulement un grand confort mais aussi une réelle maîtrise énergétique : c'est la devise de la conception HQE.

II- Démarche HQE

La HQE n'est pas une norme, ni un label. C'est d'abord « une démarche de management de projet » qui vise à limiter à court et à long terme les impacts environnementaux d'une opération de construction ou de réhabilitation, tout en assurant aux occupants des conditions de vie saine et confortable. Elle passe par une préparation accrue à chaque phase du projet et en particulier en amont, lors de la conception et des études.

La démarche HQE propose aux acteurs du bâtiment une méthode pour mener un projet, fondée sur un langage commun constitué par les 14 cibles et leurs déclinaisons qui décrivent précisément les caractéristiques environnementales d'un bâtiment.

Deux principes sous-tendent l'approche HQE :

1. la construction, l'entretien et l'usage de tout le bâtiment induisent un impact sur l'environnement, et donc un coût global, que la HQE tentera de réduire ou compenser, au-delà de ce que demande la démarche (pour au moins 7 cibles sur 14) et en visant la performance maximale (pour au moins 3 cibles dites « prioritaires »). L'économie est appréhendée sous l'angle du coût global et tient compte à la fois de l'investissement et du fonctionnement.

2. Le principe des cibles, lié à la démarche qualité : la cible est atteinte si dans le domaine concerné, le niveau relatif de performances correspond à un objectif bien défini de la démarche HQE et intervenant aussi bien au niveau de la construction du bâtiment que de son fonctionnement. Ces cibles pouvaient ne pas être traitées en visant le maximum de performance.

Démarche HQE 14 cibles

- **Maîtrise de l'impact du bâtiment et sa gestion sur l'environnement** (7cibles)
  - Maîtriser les impacts liés à la construction
    - Relation du bâtiment avec son environnement immédiat
    - Choix intégré des produits, systèmes et procédés de construction
    - Chantier à faible nuisance
  - Maîtriser les impacts liés à l'exploitation
    - Gestion de l'énergie
    - Gestion de l'eau
    - Gestion des déchets d'activité
    - Gestion de l'entretien et de la maintenance
- **Le confort et la santé des utilisateurs** (7cibles)
  - Confort
    - Confort hygrothermique
    - Confort acoustique
    - Confort visuel
    - Confort olfactif
  - Santé
    - Qualité sanitaire des espaces
    - Qualité sanitaire de l'air
    - Qualité de l'eau

Figure II.1 : Les 14 cibles appliquées dans la démarche HQE.

Une des méthodes les plus fiables pour parvenir à l'obtention de la qualité environnementale du bâtiment QEB par l'application de la démarche HQE, est de s'appuyer sur un profil efficace est rigoureux ; le profil QEB proposé pour faire les choix les plus conformes au développement durable à toutes les phases de la construction et de la vie d'un bâtiment : conception, réalisation, utilisation, maintenance, adaptation et déconstruction.

Ce profil se base sur une échelle axée par les cibles ainsi que trois niveaux de performance décrivant le niveau de traitement d'une cible (basse performance, performant et très performant).

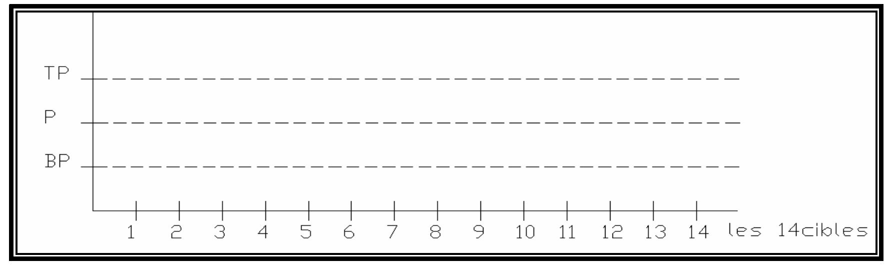


Figure II.2 : Le profil QEB.

Le profil QEB vient de satisfaire et équilibrer deux exigences complémentaires:

II.1. Maîtrise de l'impact du bâtiment sur l'environnement et la gestion des ressources renouvelables

- *Relation du bâtiment avec son environnement immédiat :*
  - Gestion des atouts et des contraintes du terrain et du site
  - Utilisation des opportunités offertes par le voisinage
  - Réduction des risques nuisance entre le bâtiment et son voisinage
- *Choix intégré des produits, systèmes et procédés de construction :*
  - Adaptabilité et durabilité du bâtiment
  - Choix adéquat des procédés de construction
  - Choix des produits de construction à faible impact sur l'environnement
- *Chantier à faible nuisance*
  - Gestion différenciée des déchets de chantier
  - Réduction du bruit de chantier
  - Réduction des pollutions de la parcelle et du voisinage
  - Maîtrise des autres nuisances de chantier
- *Gestion de l'énergie*
  - Renforcement de la réduction de la demande et des besoins énergétiques
  - Recours aux énergies renouvelables
  - Renforcement de l'efficacité des équipements énergétiques
- *Gestion de l'eau*
  - Réduction de la consommation de l'eau potable
  - Recours à des eaux non potables
  - Récupération des eaux pluviales

Gestion des déchets d'activité
  - Conception des dépôts de déchets d'activités adaptée aux modes de collecte actuels et futurs probables
  - Gestion différentiée des déchets

- *Entretien et maintenance*
  - Optimisation des besoins en maintenance
  - Mise en place de procédés efficaces de gestion technique et maintenance
  - Maîtrise des effets environnementaux des procédés de maintenance

II.2. Le confort et la santé des utilisateurs

- *Confort hygrothermique*
  - Permanence des conditions de confort hygrothermique
  - Homogénéité des ambiances hygrothermiques
  - Zonage hygrothermique
- *Confort acoustique*
  - Isolation et correction acoustique
  - Zonage acoustique (bruits des équipements)

- *Confort visuel*
  - Maîtrise optimal confort/énergie
  - Relation visuelle satisfaisante avec l'extérieur
  - Eclairage naturel optimal privilégié en termes de confort et de dépenses
  - Eclairage artificiel satisfaisant et en appoint de l'éclairage naturel
- *Confort olfactif*
  - Réduction des sources d'odeurs désagréables
  - Ventilation permettant l'évacuation des odeurs désagréables
- *Qualité sanitaire des espaces*
  - Ambiances intérieures satisfaisantes
  - Création des conditions d'hygiène
  - Facilitation du nettoyage et de l'évacuation des déchets d'activités
  - Limitation des nuisances électromagnétiques
- *Qualité sanitaire de l'air*
  - Maîtrise des risques de pollution (équipements, produits de construction, entretien ou amélioration…)
  - Ventilation pour la qualité de l'air
- *Qualité de l'eau*
  - Protection du réseau de distribution d'eau potable
  - Maintien de la qualité de l'eau destinée à la consommation
  - Contrôle de l'accès aux réseaux de distribution collective de l'eau
  - Gestion des risques liés aux réseaux d'eaux non potables

NB :
La cible 4, celle de la gestion d'énergie, est fixée d'avance comme une cible très performante.
Pour le profil QEB, on doit avoir des cibles avec leurs niveaux de performance comme suit :

- Au minimum 3 cibles très performantes
- Au minimum 4 cibles performantes
- Au maximum 7 cibles en basse performance

[2]

III- Conception HQE de l'hôtel JAWHARA

III.1. Fixation des cibles et leurs niveaux de performance

Notre but consiste à créer un bâtiment doté des technologies lui permettant de respecter au mieux l'environnement et l'écologie dans sa construction, en utilisant des ressources naturelles et locales.

La fixation des niveaux de performance des cibles souligne les étapes suivantes de la conception. Elle exige une définition détaillée des différents choix adoptés et indique après les recommandations techniques permettant d'identifier les travaux efficaces pour appliquer la démarche HQE.

- ***Cible 1 : relation du bâtiment avec son environnement immédiat***

L'implantation du projet doit être faite d'une manière à tirer profit de l'environnement immédiat. Cette cible est définie comme performante dans le cas de la réalisation du projet de l'hôtel JAWHARA. En fait le site de la construction est déjà favorable pour l'existence d'un hôtel et offre l'opportunité à un paysage naturel agréable (mer, palmiers….).
L'intervention d'un concepteur vient de mettre accent sur l'orientation du projet de manière à limiter les dépenses énergétiques et profiter de l'éclairage naturel.

- ***Cible 2 : choix des produits et procédés de construction***

Les produits et les procédés de construction sont indispensables pour une approche HQE.

Définie comme très performante, cette cible garantie un niveau minimum de performance pour les autres cibles.

L'exigence de haute performance pour les matériaux de construction est demandée pour assurer le confort, la gestion de l'énergie et aussi l'entretien à long terme.

- ***Cible 3 : chantier à faible nuisance***

L'action sur la limitation de la nuisance d'un tel projet n'est réellement applicable que pour la gestion des déchets de construction.

Les pratiques de construction en Tunisie ne peuvent réduire le bruit de chantier au point que cette cible atteint un niveau de performance élevée. Ainsi la cible 3 est fixée en basse performance.

- ***Cible 4 : gestion de l'énergie***

Un bâtiment bien implanté (voir cible 1) a déjà pris un bon départ pour réduire ses besoins énergétiques et ses impacts environnementaux. Les bonnes pistes à suivre pour continuer :
- Une isolation renforcée pour limiter les besoins de chauffage ;
- une inertie thermique du bâti suffisante et l'intégration de protections solaires pour diminuer les surchauffes ;
- une organisation de l'espace et des ouvertures, conçue pour limiter les déperditions de chaleur et les surchauffes ;
- recours aux énergies renouvelables et naturelles

De ce fait cette cible ne peut qu'être très performante.

- ***Cible 5 : gestion de l'eau***

Un hôtel est un grand consommateur d'eau (ECS, EP, piscine, …..). La gestion de l'eau a un caractère primordial lors de la conception HQE pour la réduction de consommation de l'eau ainsi que l'installation des systèmes de récupération des eaux convenables. Elle exige la haute performance de cette cible.

- ***Cible 6 : gestion des déchets d'activité***

La gestion des déchets d'activité intervient au niveau des évacuations des eaux usées, des locales poubelles. La performance de cette cible ne demande pas un niveau haut de traitement.

Cette cible concerne plus le cas de la conception des bâtiments industriels à grande échelle d'activité et d'évacuation des déchets.

Pour le cas de la conception HQE d'un hôtel, la gestion des déchets d'activité est une cible performante.

- ***Cible 7 : entretien et maintenance***

La haute performance du choix des produits et des procédés de construction implique systématiquement que l'entretien et la maintenance seront assurés même à niveau de traitement moyen. Donc la cible 6 est simplement performante.

- ***Cible 8 : confort hygrothermique***

L'implantation du projet à la proximité de la mer nécessite la conformité de cette cible avec un haut niveau de traitement pour assurer le confort hygrothermique pour les utilisateurs.

- ***Cible 9 : confort acoustique***

Cette cible est traitée comme performante vu qu'elle est liée directement aux choix des matériaux isolants définis par la cible 2.

- ***Cible 10 : confort visuel***

Le paysage naturel du site assure un confort visuel automatique mais la nécessité du soin de l'architecture du projet et des éléments de décoration intérieurs et extérieurs donne à cette cible un aspect de performance intéressant. Le confort visuel est une cible performante.

- ***Cible 11 : confort olfactif***

Cette cible est traitée en basse performance.

- ***Cible 12 : qualité sanitaire des espaces***

Le niveau de performance de cette cible peut être identifié en basse performance.

- ***Cible 13 : qualité sanitaire de l'air***

Le site de la réalisation du projet de l'hôtel JAWHARA est loin du cadre urbain aboutissant à la pollution de l'air. La fraîcheur de l'air est garantie d'avantage à cause de la proximité du projet à la mer. D'où la qualité de l'air est traitée en basse performance.

- ***Cible 14 : qualité de l'eau***

Cette cible est liée à la cible de gestion de l'eau. Elle peut être à niveau de performance bas.

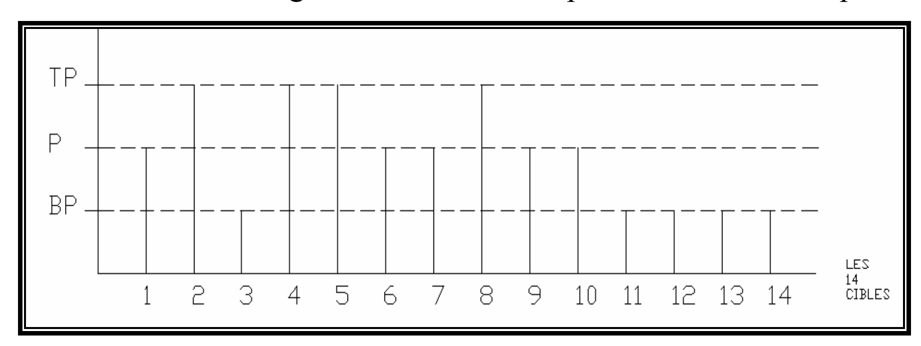


Figure II.3: Le profil QEB fixé pour le projet de l'hôtel de JAWHARA.

III.2. Application du profil QEB dans le projet de l'hôtel JAWHARA

Afin d'appliquer le profil QEB dans le cas de notre projet, nous proposons des solutions répondants aux exigences croissantes des réglementations et s'inscrivant dans une réelle démarche de qualité environnementale.

Sur la base de la fixation des niveaux de performance des différentes cibles, nous offrons une conception qui suit les étapes déjà déterminées.

NB : Notre conception portera sur les cibles en haute performance.

<u>III.2.1. Relation du bâtiment avec son environnement immédiat</u>

La relation du bâtiment avec son environnement immédiat ne tient pas compte seulement de l'implantation du projet dans son site naturel mais aussi de la conception architecturale et de l'orientation des différents espaces.

Il convient de signaler qu'en dehors de toutes considérations relatives à l'environnement immédiat, le mode de construction de certains projets est un facteur primordial pour assurer le confort désiré. Parmi les éléments essentiels de ce mode de construction, on peut citer l'orientation, les matériaux de construction qui influencent la puissance à donner aux différentes installations, l'importance des surfaces vitrées, l'étanchéité des châssis et fenêtres, les dispositifs de ventilation naturelle.

En particulier, il convient d'éviter les « ponts thermiques » occasionnés par l'existence dans une paroi d'un élément de forte conductivité dont la présence se manifeste par des dépôts localisés de poussière sur la surface intérieure de la paroi et des condensations de vapeur d'eau.

Un bâtiment bien implanté prend son bon départ par réduction du poids de ses besoins énergétiques et ses impacts environnementaux. Les bonnes pistes à suivre pour tirer profit de l'environnement immédiat sont :

- une organisation de l'espace et des ouvertures, conçue pour limiter les déperditions de chaleur et les surchauffes
- valorisation des apports solaires par le choix de l'orientation du projet

En réponse à ces enjeux énergétiques, l'orientation des espaces d'habitation est favorable dans la direction de sud. La façade sud d'un tel bâtiment reçoit le maximum de rayonnement solaire en hiver, et les façades ouest et est, ainsi que la toiture en été. De cette observation découlent les règles plutôt simples. D'abord, orienter de préférence la façade au sud. On bénéficie ainsi de l'apport solaire hivernal, tout en protégeant les vitrages par des dispositifs convenables pour éviter de transformer le bâtiment en serre l'été : ainsi débord généraux de toiture ou brise-soleil vont empêcher les rayons presque verticaux du soleil estival d'été de frapper le verre, tout en laissant passer les rayons plus bas du soleil d'hiver. A l'est et à l'ouest, éviter si possible les grandes fenêtres et, surtout, les munir de volets : l'été, en effet, les rayons bas du soleil levant et couchant vont frapper longuement les vitres et réchauffer considérablement l'intérieur. On évitera tous les vitrages obliques vers le sud. De cette orientation découle une répartition assez naturelle des différentes pièces. Ainsi les pièces d'habitation seront placées plutôt au sud afin que les habitants profitent d'un éclairage naturel, gratuit et prolongé.

[3]

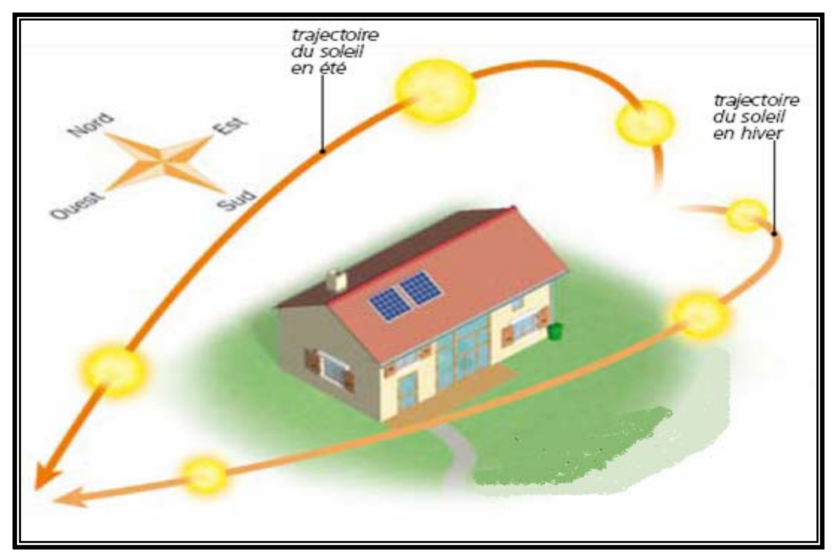


Figure II.4 : Trajectoire du soleil et l'influence de l'orientation du projet. ***[4]***

Malgré que l'architecture actuelle du projet dans sa globalité soit bien définie au niveau de l'orientation au sud, les blocs d'habitation ne profitent pas totalement de cette orientation.

En fait, les ailes des blocs d'hébergement dirigés dans la direction de nord (sélectionnés par le rouge dans le schéma) ne profitent pas totalement des apports solaire surtout ceux hivernaux. Ces blocs demandent plus de climatisation en été.

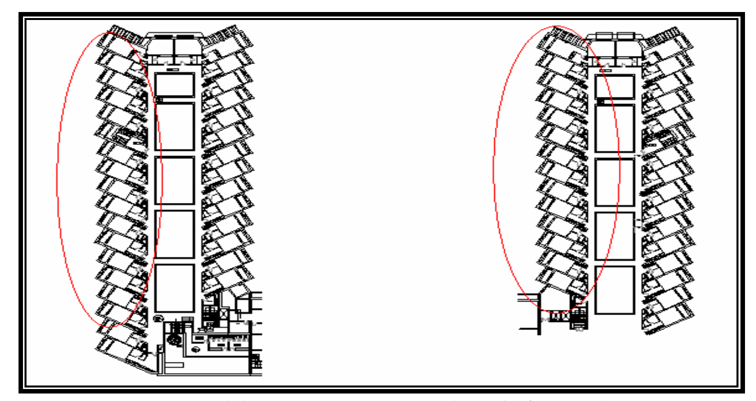


Figure II.5 : Les blocs présentant des défauts d'orientation.

Il s'agit là de grands défis, en aucun cas évidemment de règles absolues. Résoudre ce problème ne signifie pas renoncer à l'environnement esthétique de l'hôtel, mais c'est une modification qu'il faudra corriger en renforçant d'autres paramètres. Cependant, il ne s'agit pas de suivre la course du soleil mais plutôt d'essayer de changer la configuration architecturale en fonction de la trajectoire de notre étoile, comme le montre le schéma ci-dessous.

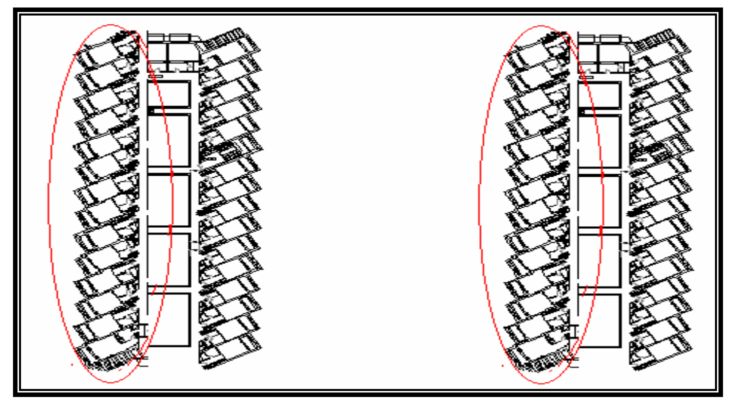


Figure II.6 : Solution architecturale pour l'orientation des blocs.

Cette disposition architecturale sera si adoptée la meilleure solution en terme de bénéfices énergétiques. D'une part, l'orientation de ces blocs va empêcher les rayons verticaux du soleil estival de frapper longuement les chambres et les transformer en serre. D'autre part, pour la saison d'hiver, et surtout à partir de la période d'après midi, les chambres profitent des rayons solaires bas servant pour chauffer les pièces la nuit.

Mais notre intervention portera seulement sur la conception structurale du projet. On maintient ainsi la conception architecturale actuelle tout en cherchant à améliorer les performances d'habitation en toute saison.

Le traitement des différentes pièces dépend de la direction des rayons solaires :

- Un traitement horizontal pour les blocs dirigés vers le nord puisque les rayons solaires sont presque verticaux en été.
- Un traitement vertical pour les blocs dirigés vers le sud puisque les rayons solaires sont plus bas en hiver.

Le traitement horizontal est un traitement de surface de la toiture exposée au soleil une longue période de la journée et ce par un choix attentif du matériau isolant au niveau du plancher terrasse.

Le traitement vertical des blocs orientés vers le nord nécessite l'ajout des brise-soleil dont le rôle est d'empêcher les rayons totalement verticaux et de laisser passer les rayons plus bas du soleil. Dans notre cas, les blocs d'hébergement sont équipés des balcons qui viennent de

remplacer le rôle des brise-soleil pour l'étage juste au dessous et les protègent des rayons solaires en toute saison.

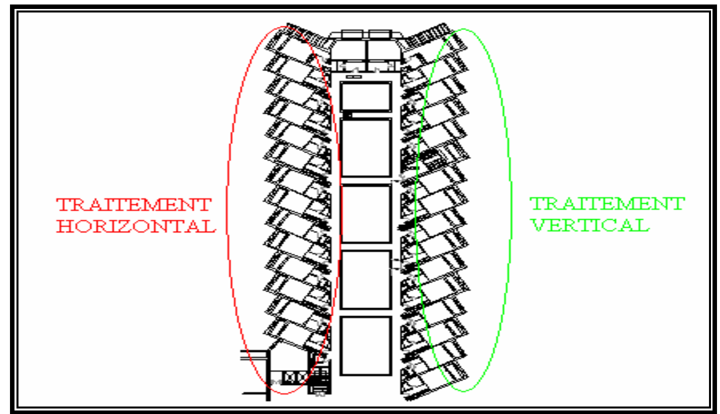


Figure II.7 : Mode de traitement pour les différentes ailes.

III.2.2. Choix des produits et procédés de construction

Le choix des matériaux de construction est basé sur leur performance écologique, leur disponibilité dans le marché tunisien, ainsi que le mode de traitement fixé pour les différentes ailes.

Il est intéressant de privilégier des produits ayant des impacts environnementaux réduits, des produits locaux ou renouvelables. Mais deux principes essentiels assurent la qualité des matériaux et de leur utilisation :

– La sélection de produits ayant fait la preuve de leur aptitude à l'usage et de leurs performances en termes d'isolation et d'étanchéité.

– La sélection de produits ayant fait la preuve de leur aptitude à réduire l'existence des ponts thermique qui sont en général des zones d'un bâtiment présentant une baisse de résistance thermique et entraînant des déperditions de chaleur et parfois une accumulation d'humidité (points de jonction entre deux matériaux, deux parois, angles ….).

En adoptant ces principes pour le choix des produits et procédés de construction, un plancher réalisé en dalle pleine sera le plus conforme aux critères de sélection. En effet, le recours à la dalle pleine assure une homogénéité de la structure et évite toute irrégularité de résistance thermique des matériaux et donc la discontinuité des barrières isolantes par laquelle la chaleur s'échappe. Mais le plancher le plus utilisé dans nos chantiers est un plancher en corps creux. On est amené à choisir des matériaux entre une grande variété de produits ayant des caractéristiques isolantes qui participent à la conception écologique du bâtiment dans son ensemble.

Qu'il s'agisse des matériaux porteurs et isolants à la fois, ou isolant de remplissage, il est très important que les différents choix seront coordonnés pour respecter la continuité thermique, c'est à dire ne pas détériorer l'isolation ainsi qu'assurer l'étanchéité à l'air des parois.

❖ ***Matériau d'isolation des murs : Béton léger à base de Perlite***

Utilisé comme matériau de remplissage d'isolation des murs et entre les doubles cloisons, le béton léger permet de réduire les déperditions à travers ces derniers. Les besoins en chauffages seront diminués. En été, l'isolation fait barrière à la chaleur et au rayonnement solaire extérieur.

Ultra léger, isolant thermique, isolant acoustique, le béton léger à base de Perlite permet encore la protection contre l'humidité. Cette caractéristique est indispensable pour le choix de ce type de matériau puisque le projet est situé dans un site exposé à l'humidité.

Le béton léger est également bénéfique pour l'environnement car, en réduisant les consommations, elle permet de préserver les ressources énergétiques et de limiter les émissions de gaz à effet de serre.
Le béton léger à base de Perlite présente des propriétés intéressantes : la légèreté ; la haute résistance thermique, la faible conductivité thermique. C'est un matériau naturel, écologique et économique.

[5]

❖ ***Matériau utilisé pour le plancher terrasse : Béton cellulaire***

Tout au long de son cycle de vie, de sa fabrication à sa mise en œuvre jusqu'à son recyclage en fin de vie, le béton cellulaire s'avère un matériau propre. Car le béton cellulaire est fabriqué en grande partie avec des matières premières naturelles et abondantes telles que le sable, la chaux, l'eau, auxquelles s'ajoutent le ciment et la poudre d'aluminium. Au contact de la chaux, celle-ci mousse et forme de petites bulles d'air. Ce sont ces bulles d'air qui permettent au béton cellulaire d'assurer la totalité de la fonction d'isolation du plancher qu'il forme.

➢ **Performances au stade de la fabrication** :

- Il consomme moins de matières premières que les bétons traditionnels.
- Le procédé de fabrication eau/vapeur en circuit fermé réduit les dépenses énergétiques.
- L'eau nécessaire à la production est réinjectée en continu dans la fabrication, limitant ainsi sa consommation.
- Aucune matière nocive n'est rejetée dans l'atmosphère.
- Les déchets de production sont recyclables dans la production ou sous forme de granulats.

➢ **Performances au stade du chantier :**

- Moins de déchets.
- Rapidité de pose.
- Plus légers et plus grands que les parpaings ou les briques, les éléments en béton cellulaire se manipulent aisément et, formant un système constructif cohérent et homogène, ont été conçus pour rendre la durée d'un chantier plus courte et pour doubler le rendement au m^2 par compagnon.

➢ **Performances au stade de l'habitation :**

- Confort thermique :

Le béton cellulaire offre une isolation naturelle et totale ; tout autre système d'isolation est superflu.

Il freine la déperdition de chaleur en hiver et procure le meilleur confort d'hiver. Il réduit la durée de chauffage en demi-saison et assure même une climatisation naturelle en été.

- Hygro- régulation

Le béton cellulaire est imperméable à l'eau, mais perméable à la vapeur contenue à l'intérieur d'un local et la rejette vers l'extérieur, assainissant ainsi l'atmosphère intérieure. Il procure le meilleur confort d'hiver.

- Confort acoustique

Une construction en béton cellulaire offre sensiblement le même confort phonique que celui obtenu avec des matériaux traditionnels : protège contre les bruits extérieurs et diminue les émissions vers l'extérieur.

- Résistance au feu

Le béton cellulaire est un matériau minéral, il est incombustible (classé M_0), ne produit ni fumée, ni gaz toxiques, et est classé coupe-feu 4 heures à partir d'une cloison de 10 cm.

- Santé

Constitué essentiellement de matières minérales naturelles, le béton cellulaire ne contient aucun élément nocif ou fibreux; ni adjuvant toxique ou cancérigène. De plus, il est inattaquable par les insectes, les termites ou les rongeurs.

Les blocs de béton cellulaire sont fixés entre eux, non par des joints de mortier, mais par des joints minces utilisant une colle spéciale afin d'éviter la formation des ponts thermiques entre chaque bloc. ***[2, 5,6]***

❖ ***Matériau d'isolation des planchers intermédiaires: Laine de roche***

Il s'agit d'un isolant thermique et acoustique. Pour fabriquer ce matériau, on fait fondre et on fibre une roche volcanique pour obtenir un matelas de laines enchevêtrées qui piègent l'air. Cet isolant d'origine minéral est utilisé en isolation de terrasse ou de plancher.

La laine de roche présente une conductivité thermique de 0.038 à 0.041 W/(m.K) et une résistance thermique pour 100mm de 2.4 à 2.6 m^2 .k / W. Son incombustibilité et sa résistance au feu (jusqu'à 1000°C) soulignent le recours à ce matériau pour les grands ouvrages.

❖ ***Vitrage : Double vitrage***

Rien ne sert d'isoler un bâtiment avec les matériaux les plus performants si l'on fait l'impasse sur les vitrages. Car une vitre standard n'offre aucune résistance thermique propre.

Elle ne vaut que comme « barrière à l'air ». En revanche, un double vitrage de 2.4 cm d'épaisseur, avec sa lame d'air prise en sandwich entre deux feuilles de verre (voir schéma ci-dessous), réduit autant les pertes thermiques qu'un mur de pierre de 70 cm d'épaisseur et promet de résoudre le dilemme entre la nécessité de freiner la pénétration des rayons solaires en été et de la favoriser en hiver.

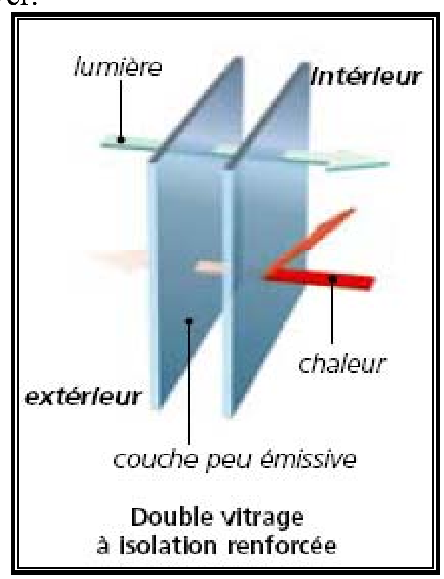


Figure II.8 : Double vitrage à isolation renforcée. ***[4]***

• La répartition judicieuse de vitrage est de l'ordre de : 50 % des surfaces vitrées au sud, 20 % à l'est et à l'ouest, 10 % au nord.
• Les vitrages à isolation renforcée (VIR) permettent la réalisation de grandes baies : apport de soleil, donc de chauffage « gratuit» et de lumière tout en limitant les déperditions de chaleur.

[6,7]

III.2.3. Gestion de l'énergie

Grâce aux efforts déjà réalisés sur son implantation et la qualité de son enveloppe, le bâtiment de l'hôtel JAWHARA est économe en énergie parce qu'il a peu de besoins. Les équipements dont nous le dotons peuvent nous permettre de réduire son impact sur l'environnement et de tirer profit des énergies durables.

De nouvelles sources d'énergie Solaire (éolienne, thermique …) permettent de subvenir aux besoins du bâtiment : il est possible en effet de transformer le terminal de consommation en un ouvrage capable de couvrir ses propres demandes en énergie.

La gestion d'énergie suit toutes les étapes de la conception HQE et intervient à tous les niveaux de traitement. La réduction des demandes énergétiques et la limitation de déperditions thermiques forment la base de cette gestion.

A ce niveau, on se restreint à présenter les équipements ayant recours aux énergies renouvelables et naturelles.

❖ ***Solaire thermique***

Il s'agit de transformer l'énergie solaire en chaleur. L'énergie solaire thermique peut servir à chauffer les différentes pièces et/ou l'eau pour des besoins sanitaires.

Il se présente sous la forme d'un réseau des tubes métalliques à la fois thermiquement isolés, pour limiter les pertes thermiques, et recouvert d'un corps noir (du chrome) afin d'élever la température du fluide caloporteur qui y circule (en général, de l'eau mélangée à un antigel). Une plaque de verre recouvre le tout, créant l'effet de mini serre. Le fluide ainsi chauffé passe ensuite dans un échangeur thermique, un serpentin métallique présent au sein d'un ballon de stockage, et cède une partie de son énergie à l'eau sanitaire. Une fois refroidi, le fluide caloporteur repart vers les capteurs pour un nouveau cycle.

C'est une énergie gratuite qui n'émet à l'usage ni polluant ni gaz à effet de serre.

[7]

III.2.4. Gestion de l'eau

❖ ***Recyclage des eaux***

Les eaux appelées grises sont celle recyclables (eaux de lavabos, cuisine, douche…). Elles sont récupérées dans une citerne située au sous-sol, grossièrement traitées puis renvoyées au bâtiment pour alimenter les chasses d'eaux ou servir à l'arrosage des gazons.

❖ ***Utilisation de l'eau de mer***

Parmi les gestes d'économie d'eau applicable dans notre projet, la bâche à eau connectée au centre de thalassothérapie est alimentée par l'eau de mer.

IV- Conclusion

Mener à bien un projet de construction ménageant l'environnement permet d'économiser l'énergie, de limiter les rejets de gaz à effet de serre et de vivre dans une ambiance saine. Le surcoût d'investissement d'un tel projet est amorti par les importantes économies réalisées à l'usage.

Chapitre III

Caractéristiques des matériaux et évaluation des charges



Chapitre III

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET EVALUATION DE CHARGE

A- Caractéristiques des matériaux et hypothèses de calcul

L'étude et le dimensionnement des éléments de la structure sont menés suivant les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et de constructions en béton armé selon la méthode des états limites (B.A.E.L 91.):

Tous les paramètres en question sont indiqués ci-après.

A.I- Caractéristiques des matériaux

A.I.1. Béton

Le béton est dosé à 350 kg/m^{3}en utilisant un liant hydraulique mis en œuvre sur chantier dans des conditions de fabrication courantes

- (C.P.A 45) pour les éléments en élévation,
- un ciment (HRS) pour les éléments en contact avec le sol

Le béton ainsi choisi a une résistance caractéristique à la compression à 28 jours de :

f_{c28} = 22 MPa.

Par suite de cette donnée on définit les caractéristiques suivantes :

- la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours égale à :
$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 1.92 \text{ MPa.}$$
- le module de déformation longitudinale instantanée du béton à 28 jours égal à :
$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 30822 \text{ MPa.}$$
- le module de déformation longitudinale différée de béton à 28 jours, pour les charges de longue durée :
$$E_{v28} = \frac{E_i}{3} = 10274 \text{ MPa.}$$
- Poids volumique du béton armé :

ρ = 25 KN/m^3

Le coefficient de poisson du béton est donné par :

$$\begin{cases} \nu = 0, & \textit{pour le calcul des sollicitations aux états limite ultime et service.} \\ \nu = 0.2, & \textit{pour le calcul des déformations à l'ELS.} \end{cases}$$

A.I.2. Acier

- Les armatures longitudinales sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE400 de limite d'élasticité garantie f_e et de module d'élasticité longitudinale E_s tels que :

  $f_e = 400$ MPa et $E_s = 2.10^5$ MPa.

  Le coefficient de fissuration : h =1.6 ;

  Le coefficient de scellement : 1.5;

- Les armatures transversales sont des aciers doux de nuance FeE215 de limite d'élasticité garantie f_{et} :

  $f_{et} = 215$ MPa.

  Le coefficient de fissuration : h =1.6 ;

  Le coefficient de scellement =1.5;

Coefficient de sécurité : $\gamma = 1.15$

A.II- Hypothèses de calcul

Le projet étant situé au centre de la Tunisie dans un climat non agressif pour la superstructure, alors qu'au niveau de l'infrastructure milieu est supposé agressif.

Et on considère ce qui suit :

- Pour la superstructure

  La fissuration est peu préjudiciable.

  Epaisseur d'enrobage des armatures : 2.5 cm.

- Pour l'infrastructure

  La fissuration est préjudiciable

  Epaisseur d'enrobage des armatures : 4 cm.

Le coefficient d'équivalence est pris égal à : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$.

A.II.1. Dimensionnement à l'ELU

Pour le dimensionnement des armatures à l'ELU, on considère :

- les coefficients de pondération sont pris égal à :

$$\begin{cases} 1.35 : \textit{pour charges permanentes.} \\ 1.5 : \textit{pour charges d'exploitations.} \end{cases}$$

- la contrainte admissible en compression du béton est égale à :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = 12.46 \text{ MPa.}$$

- la contrainte admissible de traction dans les aciers longitudinaux est égale à :

$$f_{su} = \frac{f_e}{1.15} = 347.82 \text{ MPa.}$$

A.II.2. Dimensionnement à l'ELS

Pour la vérification des contraintes à l'ELS, on considère :

- les coefficients de pondération sont pris égaux à 1 pour les deux types de charges.
- la contrainte admissible en compression du béton est égale à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 13.2 \text{ MPa.}$$

- la contrainte admissible de traction dans les aciers longitudinaux :

$$\overline{\sigma}_s = \inf\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = 129.8 MPa$$

A.II.3. Sol de fondation

Les valeurs si dessous sont prélevées du rapport géotechnique:

Le sol est formé principalement par une couche épaisse de sable ayant pour caractéristiques :

- Angle de frottement : $\varphi = 30°$.
- Coefficient de cohésion : C = 0.
- Capacité portante : $\sigma_{sol} = 0.25$ MPa.
- $K_p=1/ tg^2((\frac{\Pi}{4}+\frac{\varphi}{2}) = 0.33$

A.III- Méthode de calcul

L'étude et le dimensionnement des éléments de la structure sont menés suivant les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et de constructions en béton armé selon la méthode des états limites (B.A.E.L 91.):

III.1 Poteaux

Les poteaux sont généralement soumis aux charges verticales centrées, ils sont donc dimensionnés à la compression simple. D'autres poteaux peuvent être soumis en plus des charges verticales à des moments de flexion et sont donc dimensionnés à la flexion composée.

III.2 Poutres, nervures, escaliers

Afin de déterminer les armatures longitudinales, la méthode utilisée est celle de flexion simple, et pour les armatures transversales, la méthode utilisée est à travers l'effort tranchant.

Suites à des conditions à vérifier, le calcul des poutres continues sera fait soit par la méthode forfaitaire, soit par la méthode de caquot ou caquot minorée.

Les méthodes de calcul sont les mêmes même s'il est fait manuellement ou par logiciel.

B- Evaluation des charges

En Tunisie, les planchers les plus courants sont en corps creux vu l'abondance des produits rouges, leurs bonnes caractéristiques d'isolation thermique et phonique ainsi que la facilité d'exécution.

Le choix du type du plancher dépend de plusieurs paramètres parmi les quels on cite :

- la longueur moyenne des travées,
- la répartition architecturale des espaces,
- les moyens de travail et de mise en œuvre sur chantier,
- le type d'isolation demandé ou exigé,
- le facteur économique du projet,…

Le projet ci-présent comprend essentiellement des planchers traditionnels de diverses épaisseurs selon le cas, (cela dépend de la portée des nervures).

B.I- Plancher traditionnel en corps creux

En effet, ce type de plancher est le plus utilisé dans la majorité des chantiers en raison de sa disponibilité dans le marché, sa facilité de mise en œuvre, son coût économique et l'isolation que ce soit phonique ou thermique qu'il présente.

Ce plancher représente une composition de :

♥ Corps creux : utilisés comme coffrage perdu permettant l'augmentation des qualités d'isolation du plancher.

♥ Nervures coulées sur place : reposants sur des poutres, elles constituent les éléments porteurs du plancher et leur espacement est fonction des dimensions du corps creux.

♥ Une chape de béton coulée sur place : permettant la transmission ainsi que la répartition des charges aux nervures.

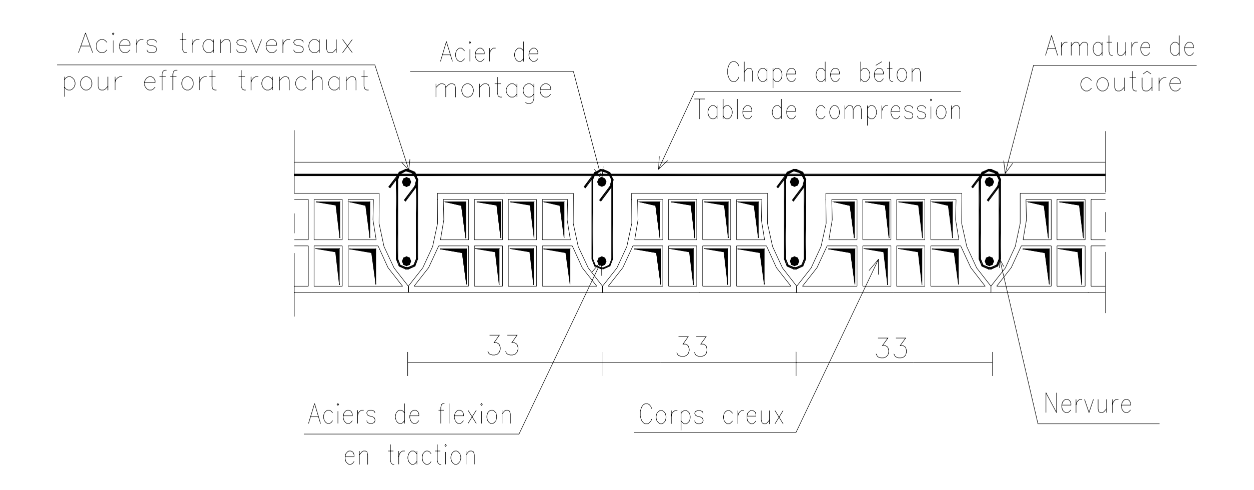


Figure III.1 : Composition du plancher corps creux.

B.II- Evaluation des charges

B.II.1. Evaluation des charges permanentes

Les planchers traditionnels se diffèrent par le type du corps creux (de hauteur16,19,19P6) et la nature du plancher (terrasse ou intermédiaire) et par suite les charges permanentes qui leurs sont appliquées se diffèrent comme indiqué ci-dessous :

B.II.1.1. Plancher intermédiaire

***a.** Corps creux (16+5) :*

Enduit de plafond (1.5 cm), 0.20 KN/cm :	0.30 KN/m²
Corps creux (16+5) :	2.85 KN/m²
Isolant laine de roche (1cm),(18-140 kg/m^3) :	0.14 KN/m²
Revêtement :	
Sable (3cm), 17 kg/cm :	0.51 KN/m²
Mortier pour carrelage (2 cm), 20 kg/cm :	0.40 KN/m²
Carrelage (25x25x25) :	0.45 KN/m²
Cloison légère :	0.75 KN/m²
	G ≈ 5.40 KN/m^2.

***b**. Corps creux (19+6) :*

Enduit de plafond (1.5 cm), 0.20 KN/cm :	0.30 KN/m²
Corps creux (19+6) :	3.05 KN/m²
Isolant laine de roche(1cm),(18-140 kg/m^3) :	0.14 KN/m²
Revêtement :	
Sable (3cm), 17 kg/cm d'épaisseur :	0.51 KN/m²
Mortier pour carrelage (2 cm), 20 kg/cm :	0.40 KN/m²
Carrelage (25x25x25) :	0.45 KN/m²
Cloison légère :	0.75 KN/m²
	G ≈ 5.60 KN/m^2.

***c.** Corps creux (19P6) :*

G ≈ 6.73 KN/m^2

***d**. Dalle pleine :*

Enduit de plafond (1.5 cm), 0.20 KN/cm :	0.30 KN/m²
Dalles pleine, 25 kN / m3	(e x 25) KN/m²
Isolant laine de roche(1cm),(18-140 kg/m^3) :	0.14 KN/m²
Revêtement :	
Sable (3cm), 17 kg/cm d'épaisseur :	0.51 KN/m²
Mortier pour carrelage (2 cm), 20 kg/cm :	0. 40 KN/m²
Carrelage (25x25x25) :	0.45 KN/m²
Cloison légère :	0.75 KN/m²
	G ≈ 2.55 + 25.e KN/m^2.

B.II.1.2. Plancher terrasse

a. *Corps creux (16+5) :*

Enduit de plafond (1.5 cm), 0.20 KN/cm :	0.30 KN/m^2
Corps creux (16+5) :	2.85 KN/m^2
Isolant béton cellulaire (10 cm) :	0.40 KN/m²
Etanchéité :	
Asphalte coulé - sablé :	0.50 KN/m^2
Multicouches :	0.10 KN/m^2
Enduit de planéité :	0.30 KN/m^2
Protection de l'étanchéité :	0.30 KN/m^2
	G = 4.75 KN/m^2.

b. *Corps creux (19+6) :*

Enduit de plafond (1.5 cm), 0.20 KN/cm :	0.30 KN/m^2
Corps creux (19+6) :	3.05 KN/m^2
Isolant béton cellulaire :	0.40 KN/m^2
Etanchéité :	
Asphalte coulé - sablé :	0.50 KN/m^2
Multicouches:	0.10 KN/m^2
Enduit de planéité :	0.30 KN/m^2
Protection de l'étanchéité :	0.30 KN/m^2
	G = 4.95 KN/m^2.

c. *Dalle pleine :*

Enduit de plafond (1.5 cm), 0.20 KN/cm :	0.30 KN/m^2
Dalles pleine , 25 kN / m3	(e x 25) KN/m^2
Isolant béton cellulaire :	0.40 KN/m^2
Etanchéité :	
Asphalte coulé - sablé :	0.50 KN/m^2
Multicouches:	0.10 KN/m^2
Enduit de planéité :	0.30 KN/m^2
Protection de l'étanchéité :	0.30 KN/m^2
	G = 1.90 + 25.e KN/m^2.

B.II.1.3. Murs

Murs de 35 cm + béton léger 'PERLITE' :	G = 10 KN/ml
Murs de 25 cm + béton léger 'PERLITE' :	G = 8 KN/ml
Acrotère / garde corps :	G = 4 KN/ml

B.II.2. Estimation des charges d'exploitations

Indépendamment du type ou de la nature du plancher, on considère les charges d'exploitations dans les calculs comme suit :

Local commercial :	4 KN/m^2
Local d'habitation :	1.50 KN/m^2
Terrasse non accessible :	1 KN/m^2
Terrasse accessible :	2.50 KN/m^2
Escaliers :	4 KN/m^2
Parking :	2.50 KN/m^2
Bureau :	2.50 KN/m^2

B.III- Dimensionnement

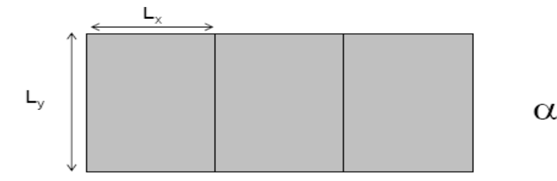
Le principe de dimensionnement d'un plancher à corps creux est de déterminer l'épaisseur de la chape de béton ainsi que la quantité d'acier de ses nervures. Pour ce on considère une bande de largeur unité à fin de simplifier les calculs.

* Planchers corps creux: nervures

Travée, L	Dalle
≤ 4,7m	16 + 5
4,7m < L ≤ 5,6m	19 + 6
5,6m < L ≤ 6,75m	25 + 5
6,75m < L ≤ 8m	30 + 6

Tableau III.1 : Dimensionnement d'un plancher nervuré. ***[8]***

* Planchers: dalle pleine



$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

	$\alpha < 0,4$	$\alpha \geq 0,4$
Panneau isolé	$h_0 \geq \frac{L_x}{20}$	$h_0 \geq \frac{L_x}{30}$
Panneau continu	$h_0 \geq \frac{L_x}{25}$	$h_0 \geq \frac{L_x}{40}$

Tableau III.2 : Dimensionnement d'un plancher en dalle pleine. ***[8]***

Chapitre IV
Modélisation et dimensionnem
de la superstructure



Chapitre IV

MODELISATION ET DIMENSIONNEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE

❖ *Modélisation*

Au cours de cette étape, on a eu recours à l'emploi de plusieurs logiciels vu la diversité des éléments de structure :

- ***Pour l'évaluation de la descente de charge***, on a utilisé le module « Arche Ossature », en se basant sur les fichiers « autocad.dxf » comportant les axes des poutres et des poteaux.
- ***Pour le dimensionnement des poteaux,*** on a utilisé « Arche Poteau BAEL » ; on exporte les poteaux de arche ossature, une foi la descente de charge est faite, vers arche poteau, on pré dimensionne la section du poteau, puis on calcul son ferraillage.
On adopte généralement le même dimensionnement pour les poteaux supportant des charges proches.
- ***Pour le dimensionnement des poutres***, on a utilise « Arche Poutre BAEL » ; de même on exporte les poutres de arche ossature vers arche poutre. Le calcul se fait poutre par poutre de la façon suivante ; on pré dimensionne la section de la poutre, puis on calcule son ferraillage en travée et sur appuis. Il faut s'assurer aussi que la condition de limitation de la flèche est vérifiée.
- ***pour la détermination des sollicitations dans les voiles et les escaliers***, etc. ; on a utilisé RDM6.
- ***pour la détermination des sollicitations dans la voûte***, on a utilisé le module « Effel ».

❖ *Dimensionnement de la superstructure*

Des calculs manuels et des vérifications ont été conduits pour dimensionner les éléments de la structure a savoir une dalle pleine, une poutre courbe, une voûte, des portiques en béton armé et en charpente métallique, des escaliers, une rampe d'accès, une bâche à eau, une piscine et des acrotères.

IV.1 : Dimensionnement d'une dalle pleine

Les dalles sont calculées comme des plaques minces chargées perpendiculairement à leur plan moyen tout en adoptant les hypothèses classiques de l'élasticité linéaire. Elles permettent d'avoir une répartition bidirectionnelle des charges appliquer vers les poutres de rives (éléments porteurs du plancher).

Les dalles sont dimensionnées en considérant une section de béton de largeur un mètre et de hauteur égal à l'épaisseur de la dalle. En prenant l'indice x ou y suivant le sens de flexion à envisagée, les aciers en travée ainsi que sur appui sont déterminés avec les moments respectifs.

A) Méthode de calcul

I- Predimensionnement

On pose : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{\text{longeur du petit coté de la dalle}}{\text{longeur du grand coté de la dalle}}$

L'épaisseur h_0 de la dalle est déterminée forfaitairement en fonction des conditions suivantes :

1. Si $\alpha \langle\ 0,40$ **:** La dalle porte dans un seul sens.

$h_0 \rangle \frac{l_x}{20}$: pour les panneaux isolés.

$h_0 \rangle \frac{l_x}{25}$: pour les panneaux de dalles continues.

2. Si $\alpha \geq 0,40$ **:** La dalle porte dans les deux sens.

$h_0 \rangle \frac{l_x}{30}$: Pour les panneaux isolés.

$h_0 \rangle \frac{l_x}{40}$: Pour les panneaux de dalles continues.

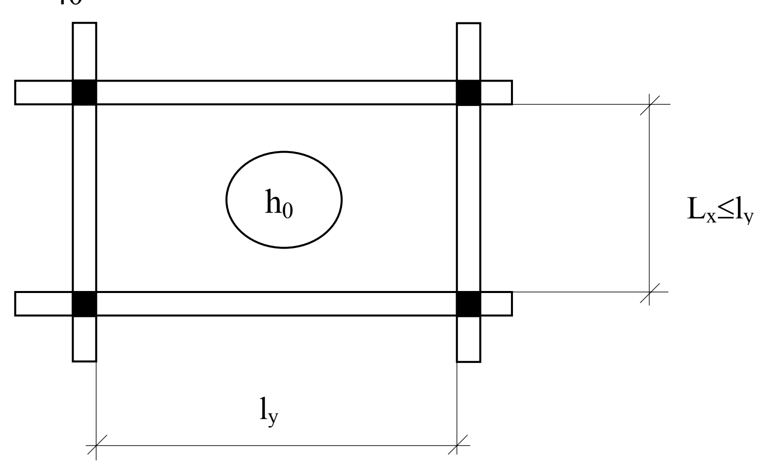


Figure IV.1.1 : Dimensions de la dalle

On peut déterminer l'épaisseur de la dalle par des conditions de flèche admissible, on doit vérifier que $h_0 = kL^3\sqrt{(25h_0 + Q}$

II- Sollicitations

II.1. Moments

Le calcul se fait à l'ELU avec $P_u = 1{,}35G+1{,}50Q$.

II.1.1 Moments dans les dalles articulées sur leurs contours (M0x)

1er cas : $\alpha \geq 0{,}40$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2{,}4\alpha^3)}$$

$$\mu_y = \alpha^2[1-0{,}95(1-\alpha^2)] \geq \frac{1}{4}$$

$$M_{0x} = \mu_x P l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

2éme cas : $\alpha \langle 0{,}40$

$$M_{0y} = 0$$

$$M_{0x} = \frac{P l_x^2}{8}$$

II.1.2. Moments dans les dalles partiellement encastrées

Pour une bande de 1m de largeur parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0{,}75 M_{0x} \quad ; \quad M_{ax} = 0{,}50 M_{0x}$$

Pour une bande de 1m de largeur parallèle à ly :

$$M_{ty} = 0{,}75 M_{0y} \quad ; \quad M_{ay} = 0{,}50 M_{0y}$$

II.1.3. Valeurs minimales à respecter

* En travée : $M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$
* Sur appuis : $M_{ay} = M_{ax}$

II.2. Effort tranchant

II.2.1. sollicitations ultimes

1er cas : $\alpha \geq 0{,}40$

$$V_{ux} = \frac{P_u l_x}{2(1+\frac{\alpha}{2})} \; ,$$

$$V_{uy} = \frac{P_u l_x}{3} \; .$$

2éme cas : $\alpha \langle 0{,}40$

$$V_{ux} = \frac{P_u l_x}{2}$$

$$V_{uy} = 0$$

II.2.2. Vérifications

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \; \langle \; 0{,}07 \frac{f_{c28}}{\delta_b}$$

II.2.3. Longueur des barres

$$l_l = \max(l_s \; ; \; 0.2 l_x) \;\; \textit{avec} \;\; l_s = \frac{\Phi_{max} \times f_e}{4\bar{\tau}} \quad \textit{et} \quad \bar{\tau} = 0.6 \times \Psi_S^{\,2} \times f_{t28}$$

III- Ferraillages

III.1. Section d'acier calculée

En travée :

Sens l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b_0 f_{bu} d^2}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z_b f_{su}}$$

avec $Z_b = d(1 - 0{,}6\mu_{bu})$

Sens l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b_0 f_{bu} d^2}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{Z_b f_{su}}$$

avec $Z_b = d(1 - 0{,}6\mu_{bu})$

Sur appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tax}}{b_0 f_{bu} d^2} \; ; \; Z_b = d(1 - 0{,}6\mu_{bu}) \; ; \; A_{ax} = \frac{M_{tx}}{Z_b f_{su}}$$

III.2. Section minimale d'acier

$$A_{xmin} = \frac{(3-\alpha)}{2} A_{ymin}$$

$$A_{ymin} = \mathrm{Min}\left\{ 12h_0 ; (8h_0 : FeE400) ; (6h_0 : FeE500) \right\}$$

III.3. Espacement des aciers

En travée :

Sens l_x : $s_t \le \min\left\{3h_0 ; 33cm\right\}$.

Sens l_y : $s_t \le \min\left\{4h_0 ; 45cm\right\}$.

Sur appui :

$s_t \le 33cm$.

IV- Vérification de la flèche

La vérification de la flèche vis-à-vis de l'ELS de la déformation n'est pas indispensable lorsque :

$$\frac{h_0}{l_x} > \max\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{80} \\ \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_{ox}} \end{array} \right. \quad et \quad \frac{A_{st}}{b_à \times d} \le \frac{2MPa}{f_e}$$

[3,9]

B) Exemple de calcul

Dans cet exemple on va présenter le calcul d'un panneau de dalle couvrant le plancher terrasse au niveau du bloc G.

I- Dimensionnement de la dalle

$\alpha = \dfrac{lx}{ly} = \dfrac{9.15}{9.84} = 0.93 > 0.4$ $\Rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens.

Panneau isolé $\Rightarrow$ $h_0 > \dfrac{l_x}{30} = \dfrac{9.15}{30} = 0.31cm$

$h_0 = kL^3 \sqrt{(25h_0 + Q}$

Avec k = 0.018 pour une dalle sur quatre appuis et portant dans les deux directions

Pour h_0 = 35 cm, Q = 2.5 KN/m², on trouve h_0 = 0.355 m

Donc **h_0 = 35 cm**

II- Evaluation des charges

G = 2.55 + 25. h_0 = 11.30 KN/m² & Q = 1 KN/m²

Charge de calcul à l'état limite ultime

P_u= 1,35*11.3 + 1,50*1= 16,75 KN/m^2.

III- Sollicitations

III.1 Moments

III.1.1 Moment fléchissant pour le panneau articulé sur son contour :

$\alpha = 0.93 \rangle 0,40$ ***:*** Le panneau porte dans les deux sens.

μ_x=0,04

μ_y=0.75

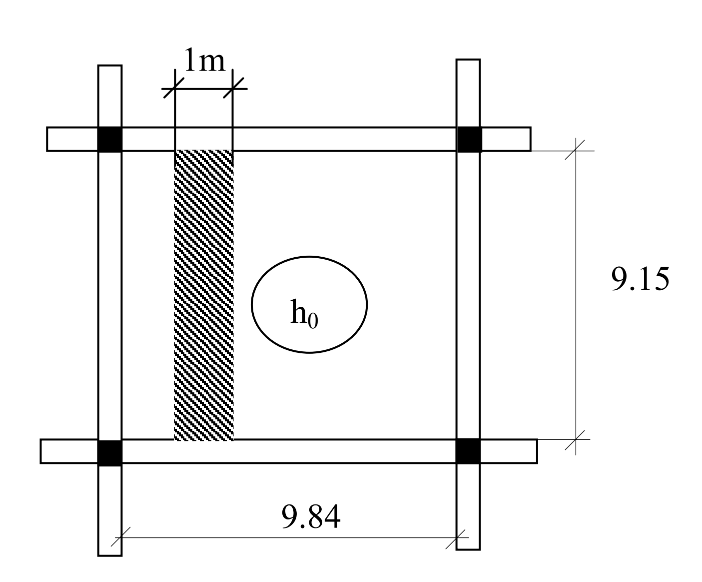


Figure IV.1.1 : Dimensions de la dalle

Pour une bande de 1m de largeur :

M_{ox} = 56.1 KN.m

M_{oy} = 42.075 KN.m

III.1.2. Moments dans les dalles partiellement encastrées

Pour une bande de 1m de largeur parallèle à l_x :

M_{tx} = 42.075 KN.m

M_{ax} = 28.05 KN.m

Pour une bande de 1m de largeur parallèle à l_y :

M_{ty} = 31.556 KN.m

M_{ax} = 21.037 KN.m

III.1.3. Valeurs minimales à respecter

* En travée : $M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$ ➔ 31.556≥ 42.075 /4

* Sur appuis : $M_{ay} = M_{ax}$ = 28.05 KN.m

III.2. Effort tranchant

V_{ux} = 52.3 KN & V_{uy} = 51.08 KN

$\tau_{ux} = 0{,}166$ MPa $\langle$ $\tau_{lim} = 1{,}02$ MPa ; Donc la section de béton est bien vérifiée.

$\tau_{uy} = 0{,}162$ MPa $\langle$ $\tau_{lim} = 1{,}02$ MPa ; Donc la section de béton est bien vérifiée.

Vu que $\tau < \tau_{lim}$ ➔ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Longueur des barres

$l_l = \max(l_s \ ; \ 0.2 l_x)$ Avec $l_s = \frac{\Phi_{max} \times f_e}{4\bar{\tau}}$ *et* $\bar{\tau} = 0.6 \times \Psi_S{}^2 \times f_{t28}$

$l_s = \frac{400}{4 \times 2.592} = 38.6 \ cm$ ➔ $l_l = \max(38.6 \ ; \ 0.2 \times 9.15) = 1.83 cm$

IV. Ferraillages

IV.1. Section calculée d'acier

Sens l_x :

A_{tx} = 11.25 cm^2/m

A_{ax} = 10.86 cm^2/m

Sens l_y :

A_{ty} = 8.16 cm^2/m.

A_{ay} = 10.86 cm^2/m

IV.2. Section minimale d'acier

A_{xmin} = 4.76 cm^2/m.

A_{ymin} = 4.67 cm^2/m.

IV.3. Choix des aciers

a) Choix des armatures

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{350}{10} = 35 \ mm$$

b) Espacement

S_t< 33 cm soit : $S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} \approx 16.5 \ cm$

➯ **A_{tx} = 6 HA 16 /ml**

A_{ty} = 4 HA 16 /ml

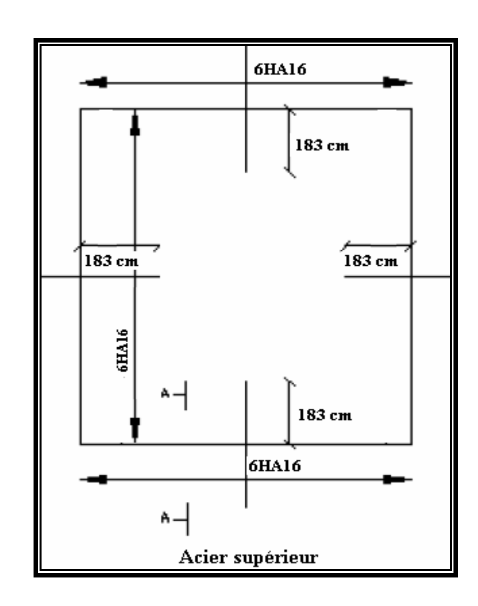
$A_{ax} = A_{ay}$ = 6 HA 16 /ml

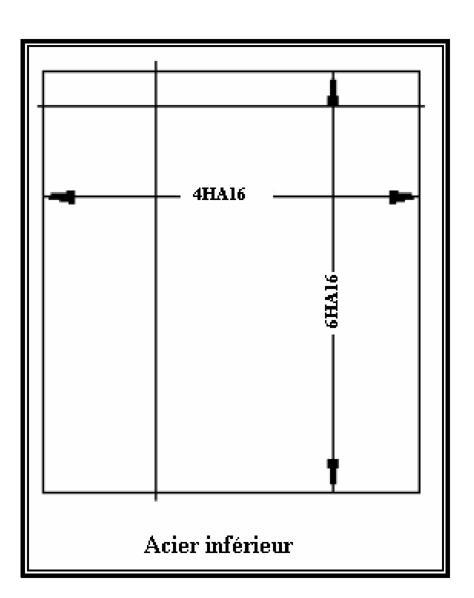
V- Vérification de la flèche

$$\frac{h_0}{l_x} > \max\begin{cases} \frac{3}{80} \\ \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_{ox}} \end{cases} \quad et \quad \frac{A_{st}}{b_à \times d} \leq \frac{2MPa}{f_e}$$

Or $\frac{h_0}{l_x} = 0.038 > \frac{3}{80} = 0.037$ ➔ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

VI. Schéma de ferraillage





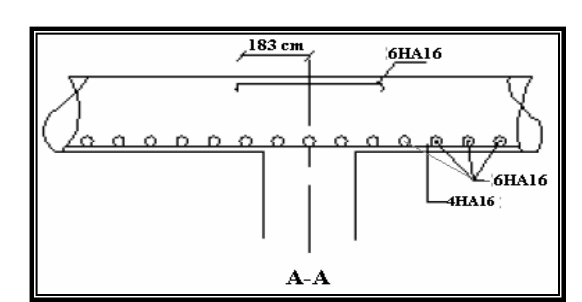


Figure IV.1.2 : Schéma de ferraillage de la dalle.

IV.2. Dimensionnement d'une poutre courbe

Le calcul d'une poutre courbe ne diffère du calcul d'une poutre droite que par l'addition des efforts de la torsion.

Nous allons prendre comme exemple de calcul la poutre R (35x25) situées dans le plancher terrasse dans le bloc G du 5ème étage.

La poutre, curviligne circulaire encastrée sur les appuis, est soumise uniquement à son poids propre g.

$g = b*h*\gamma_b = 0.25 * 0.35 * 25 = 2.187$ kN /m ≈ 2.19 kN /m

g_u : la Charge à l'état ultime limite avec $g_u = 1.35xg = 2.96$ kN /m

I. Présentation

I.1. Géométrie

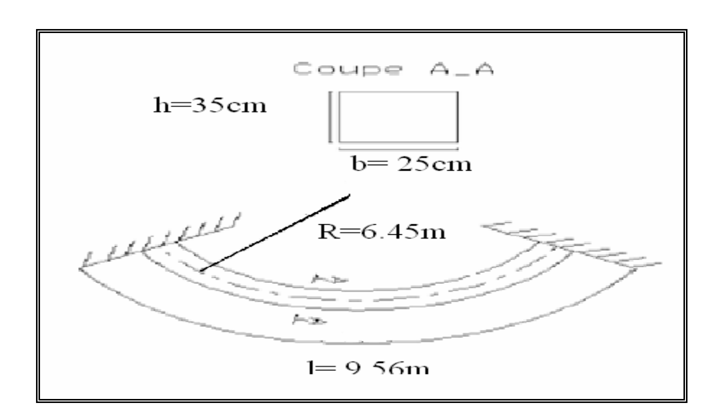


Figure IV.2.1 : Géométrie de la poutre courbe.

Les données de la géométrie de la poutre courbe sont :

- R : rayon de la ligne moyenne de la poutre courbe, $R = 6.45m$
- $\alpha = 42.5°$ (dans le calcul α est prise en radian)

I.2. Sollicitations

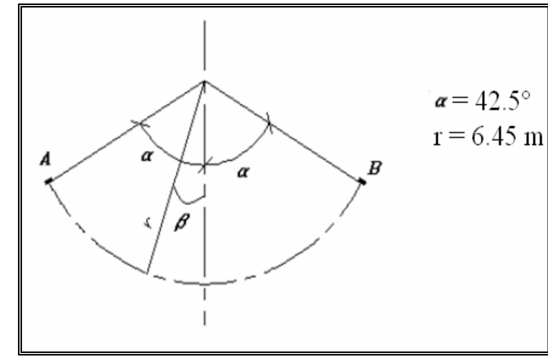


Figure IV.2.2 : Modèle de calcul de la poutre courbe.

Soient :

- ***Moment de flexion au milieu de la travée (M_{f-D})***

$$M_{f-D} = g_u * R^2 \left(\frac{2\sin(\alpha) - \alpha\cos(\alpha)}{\alpha} - 1\right) = 2.96 * 6.45^2 \left(\frac{2*\sin(0.74) - 0.74*\cos(0.74)}{0.74} - 1\right)$$

$$\Rightarrow M_{f-D} = 8.72 kNm$$

- ***Moment de flexion au point défini par l'angle β (M_f)***

$$M_f(\beta) = M_{f-D} * \cos(\beta) - g_u * R^2 (1 - \cos(\beta))$$

Au niveau des appuis (β=α), le moment de flexion est M_f(β = α = 42.5) = -25.56 kNm
A mis travée (β=0), le moment de flexion est M_f(β=0) = $M_{f\text{-}D}$ = 8.72 kNm

- ***Moment de torsion au point défini par l'angleβ (M_t)***

$$M_t(\beta) = M_{f-D} * \sin(\beta) - g_u * R^2 (\beta - \sin(\beta))$$

Au niveau des appuis (β=α), le moment de torsion est M_t (β=α=42.5) = -2.78 kNm
A mis travée (β=0), le moment de torsion est M_t (β=0) = 0 kNm

- ***Effort tranchant (Vu)***

$$V_u = g_u \frac{l}{2} = g_u \frac{2R\alpha}{2} = 14.13 kN$$

II. Dimensionnement et ferraillage

II.1. Justifications vis-à-vis de la torsion et du cisaillement

- ***Vérification du béton***

- contrainte tangente due à l'effort tranchant **:**

$$\tau_{u,v} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.13 \times 10^{-3}}{0..25 \times 0.315} \Rightarrow \tau_{u,v} = 0.179 \approx 0.18 MPa$$

- contrainte tangente due au couple de torsion :

$$\tau_{u\gamma} = \frac{M_t}{2 \times b_0 \times \Omega}$$

Avec :

- b_0 : épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente.

b_0 = min ($\frac{a}{6}$; épaisseur réelle)

a : le plus petit diamètre du cercle inscriptible dans le contour extérieur. ⇒ a = h = 0.35m.

↳ b_0 = min ($\frac{0.35}{6}$; 0.35)= 0.06m

- Ω : aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

Ω = (b-b_0)*(h-b_0) ↳ Ω =0.055m^2.

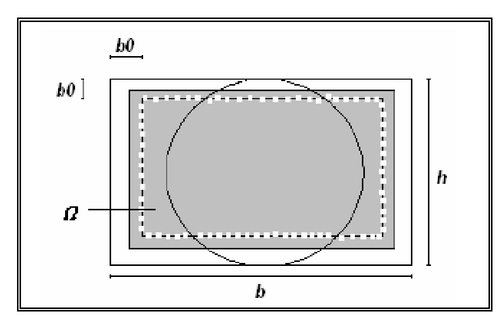


Figure IV.2. 3 : Modèle de calcul des caractéristiques de la poutre.

D'où $\tau_{u,t} = \frac{M_t}{2 \times b_0 \times \Omega} = \frac{2.78 \times 10^{-3}}{2 \times 0.06 \times 0.055} \Rightarrow \tau_{u.t} = 0.421 MPa$

❖ ***Justification du béton***

Nous devons vérifier que $\tau^2{}_{u,t} + \tau^2{}_{u,v} \leq \tau^2{}_{\lim}$: pour une section pleine.

Avec $\tau_{\lim} = \min(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa) = \min(0.2 \times \frac{22}{1.5}; 5) = 2.93 MPa$: pour une fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \sqrt{\tau^2{}_{u.t} + \tau^2{}_{u.v}} = 0.457 MPa \prec \tau_{\lim}. = 2.93 MPa$

❖ ***Armatures transversales pour l'effort tranchant***

Armature d'âme : $\frac{A_t}{b \times s_t} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{u.v} - 0.3 \times k \times f_{tj}}{0.9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$

k = 0 : cas défavorable : pas de reprise de bétonnage.

α= 90°.

$\Rightarrow \frac{A_t}{b \times s_t} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{u.y}}{0.9} \Rightarrow\Rightarrow \frac{A_t}{s_t} = \frac{0.18 \times 25 \times 1.15}{0.9 \times 215} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} = 0.027 cm^2/cm = \frac{1}{37} cm^2/cm$

- espacement minimal :

$\frac{A_t}{b \times s_t} \times f_{et} \geq 0.4 MPa \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq \frac{1}{21.5} cm^2/cm.$

Nous devons prévoir la section minimale car $\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{1}{21.5} cm^2/cm. \geq \frac{1}{37} cm^2/cm$

- espacement minimal :

$s_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 28.35cm \rightarrow s_t = 28cm$

❖ ***Armatures transversales pour la torsion***

- Armature d'âme :

$\frac{A_t}{s_t} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} = \frac{2.78 \times 10^{-3} \times 1.15}{215 \times 2 \times 0.055} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} = \frac{1}{74} cm^2/cm.$

- Pourcentage minimal :

$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times f_{et} \geq 0.4 MPa \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} = \frac{1}{90} cm^2/cm.$

❖ ***Résultats***

$$\frac{A_t}{s_t} = \left[\frac{A_t}{s_t}\right]_V + \left[\frac{A_t}{s_t}\right]_T = \frac{1}{21.5} + \frac{1}{74} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} = \frac{1}{16.66} m^2 / cm$$

Pour $s_{t0} = 28cm$ on a $A_t = 1.68cm^2. \Rightarrow 6HA6$

❖ ***Armatures longitudinales pour la torsion***

On a : $\frac{\sum A_l}{u} \times f_{ed} = \frac{M_t}{2 \times \Omega}$

Avec u : périmètre de Ω ; $u = (b + h - 2 \times b_0) = 0.96m$

D'où $\frac{\sum A_l}{u} \times f_{su} = \frac{M_t \times u}{2 \times \Omega \times f_{ed}} = \frac{2.78 \times 10^{-3} \times 0.98}{2 \times 0.055 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow \sum A_l = 0.71cm^2$.

- pourcentage minimal :

$\frac{\sum A_l}{b_0 \times u} \times f_{su} \geq 0.4MPa \Rightarrow \sum A_l \geq 0.66cm^2$. Il faut donc prévoir la section minimale.

$A = 0.71cm^2 \Rightarrow 3HA6$

II.2 Justification vis-à-vis de la flexion

❖ ***Armatures longitudinales pour la flexion simple***

- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.72 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.315^2 \times 12.46} = 0.028 \prec \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0.$$

$\mu_{bu} \prec 0.275 \Rightarrow$ Méthode simplifiée $Z_b = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bu}) = 0.31m$ et $\sigma_s = f_{su}$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times f_{su}} = \frac{8.72 \times 10^{-3}}{0.31 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_u = 0.81cm^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_2} \times b \times d \Rightarrow A_{min} = 0.99cm^2 \approx 1cm^2 \succ A$$

Donc il faut donc prévoir la section minimale.

➯ $A = A_{min} = 1cm^2 \Rightarrow 2HA8$

- Sur appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25.56 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.315^2 \times 12.46} = 0.083 \prec \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} \prec 0.275 \Rightarrow$ Méthode simplifiée $Z_b = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bu}) = 0.3m$ et $\sigma_s = f_{su}$

$$\Rightarrow A_u = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{25.56 \times 10^{-3}}{0.3 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_u = 2.45cm^2 \succ A_{min}$$

$A = 2.45cm^2 \Rightarrow 5HA8$

[3]

III. Schéma de ferraillage

N	1	2	3	4	5	6
FERRAILLAGES	2HA8	5HA8	3HA6	2HA8	RL6	RL6

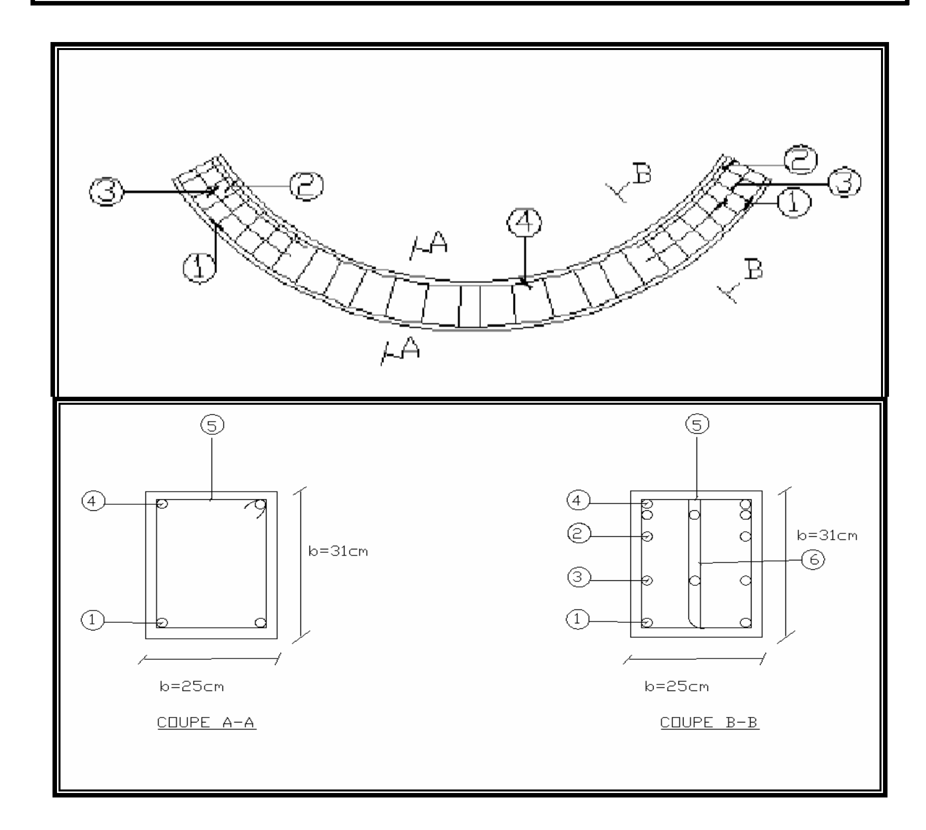


Figure IV.2.4 : Schéma de ferraillage de la poutre courbe.

Chapitre IV.3 : Dimensionnement d'une voûte

I- Introduction

Le calcul des voûtes cylindriques varie d'une méthode à une autre. Chaque méthode présente ses propres hypothèses simplificatrices. On adoptera pour notre cas de calcul, en raison de leur conformité avec nos hypothèses, les méthodes suivantes :

1. La théorie des arcs.
2. La théorie des membranes faisant abstraction des moments de flexion est beaucoup plus simple.
3. la méthode de calcul des éléments finis par logiciels tel qu'Effel.

II- Présentation des méthodes de calcul

II.1. Théorie de l'arc

Le modèle de calcul par la théorie de l'arc se base sur la considération d'un arc AB reposant sur ses culées par l'intermédiaire des articulations A et B et soumis à des charges uniquement verticales et parallèles à (oy).
L'axe (oy) est dirigé suivant la verticale ascendante
L'axe (ox) est dirigé suivant la ligne des naissances (figure1)

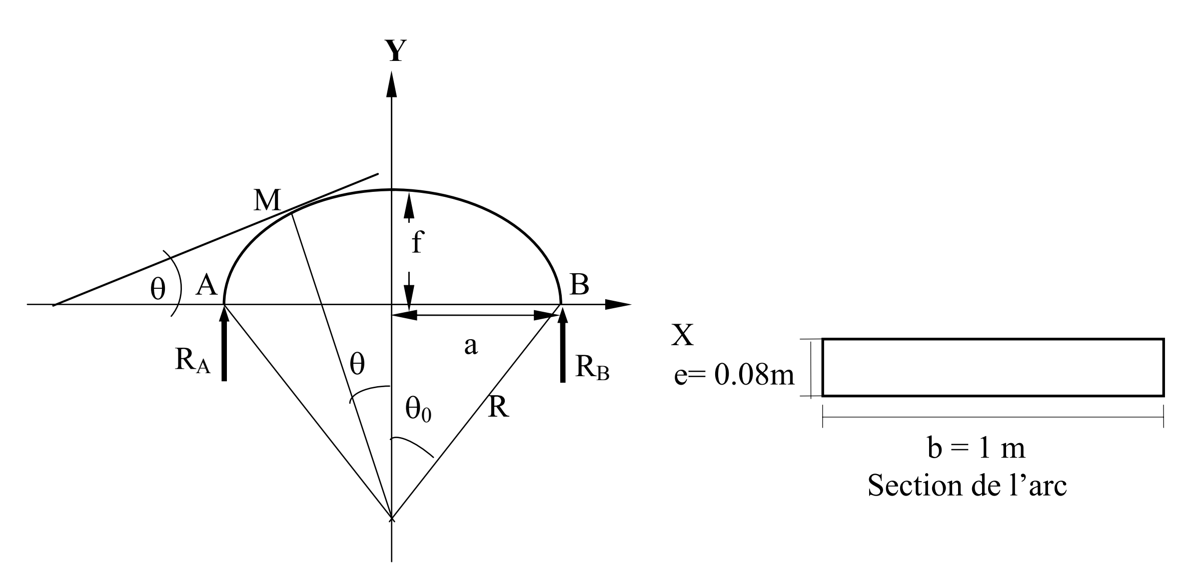


Figure IV.3.1 : Modèle de calcul selon la théorie de l'arc.

La méthode de calcul consiste à déterminer les efforts intérieurs agissants dans un arc articulé aux naissances A et B.

Les équations d'équilibre de la statique élémentaire nous montrent que d'une part, les composantes verticales (R_A) et (R_B) des réactions aux appuis A et B sont égales aux réactions R_A et R_B d'une poutre sur appuis simples de même portée (l) que l'arc et soumise aux mêmes charges.

D'autre part, les composantes horizontales des réactions aux articulations A et B sont égales en valeurs absolues, mais de sens opposés.

Désignions par Q la composante horizontale de la réaction à l'articulation A ; Q est par définition la poussée de l'arc. C'est la seule inconnue hyperstatique qu'il faut déterminer en tenant compte de la déformation de l'arc.

Les sollicitations (moment de flexion, effort normal, effort tranchant) dans une section quelconque de l'arc, de coordonnées (x, y) sont exprimées en fonction de Q et des forces appliquées par :

$$\begin{cases} M = \mu - Q\ y \\ N = \dfrac{d\mu}{dx}\ \sin\theta\ + Q\cos\theta \\ T = \dfrac{d\mu}{dx}\ \cos\theta\ - Q\sin\theta \end{cases}$$

Avec :

* μ : moment fléchissant dans la poutre sur appuis simples de même portée que l'arc soumise aux même charges.
* Q est déterminée en utilisant les équations de '' BRESSE ''.

$$Q = \frac{C}{D+d} = \delta\frac{C}{D}$$

* θ est l'Angle de (ox) avec la tangente à la fibre moyenne.
* I, S : respectivement l'inertie et la section réelle de l'arc.

$$D = \int \frac{y^2 dx}{EI\cos\theta} = \frac{R^3}{EI}\left[\ \theta_0(1+2\cos^2\theta_0) - 3\sin\theta_0\cos\theta_0\right]$$

$$d = \int \frac{dx}{ES\cos\theta} = \frac{2R\theta_0}{EI}$$

On pose : $r^2 = \frac{I}{S}$; L'expression de « BRESSE » devient :

$$\delta = \frac{1}{1+\dfrac{d}{D}} = \left(1 + \frac{r^2}{R^2}\frac{2\theta\theta_0}{\theta_0(1+2\cos^2\theta_0) - 3\sin\theta_0\cos\theta_0}\right)^{-1}$$

$$C = \frac{R^3}{2EI}\left[\ \sin^2\theta_0 - \sin^2\theta + 2\cos\theta_0(\sin\theta + \cos\theta - \theta_0\sin\theta_0 - \cos\theta_0)\ \right]$$

C est également calculé par double intégration par rapport à α ; dans le cas d'une charge q_u répartie sur toute la portée de l'arc, on trouve :

$$C = \frac{q_u R^4}{2EI}\left[-\sin\theta_0 + \frac{7}{3}\sin^3\theta_0 + \theta_0\cos\theta_0(1-2\sin^2\theta_0)\right]$$

On obtient :

$$\begin{cases} M = \mu(x) - Q\ y \\ N = \dfrac{d\mu}{dx}\ \sin\theta\ + Q\cos\theta \\ T = \dfrac{d\mu}{dx}\ \cos\theta\ - Q\sin\theta\ = \dfrac{dM}{dx} \end{cases}$$

Avec : $\mu(x) = \dfrac{q_u(a^2 - x^2)}{2}$: Moment d'une poutre simplement appuyée, de même portée et soumise aux mêmes chargements.

II.2. Théorie membranaire

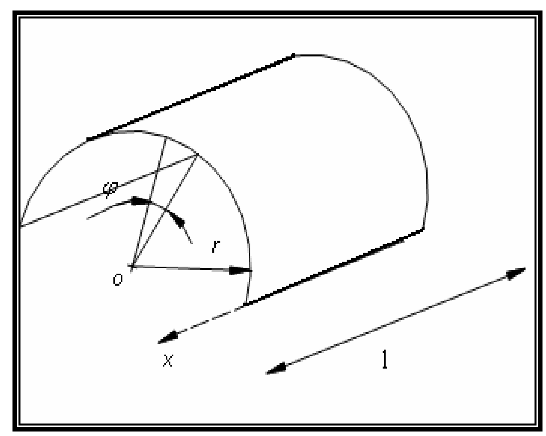


Figure IV.3.2 : Modèle de calcul selon la théorie membranaire.

Appelons q_x et q_y les deux composantes tangentielles de la force extérieure agissant sur la surface et q_z la composante normale, les équations de projections sur les trois axes donnent :

$$(1)\quad \begin{cases} \dfrac{\partial N_x}{\partial x} + \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial N_{x\varphi}}{\partial \varphi} = -q_x \\ \dfrac{\partial N_{x\varphi}}{\partial x} + \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial N_\gamma}{\partial \varphi} = -q_y \\ N_\varphi = -r.q_z \end{cases}$$

avec

- N_x : effort longitudinal
- N_φ : effort méridien
- $N_{x\varphi}$: effort de cisaillement

Pour une toiture demi-circulaire posée à ses deux extrémités et soumise à la charge q_u, les équations (1) donnent :

$$(2)\quad \begin{cases} N_x = \dfrac{-q_u(l^2 - 4x^2)\cos\varphi}{4R} \\ N_\varphi = -q_u.R.\cos\varphi \\ N_{x\varphi} = -2q_u.x.\sin\varphi \end{cases}$$

On voit que N_x et N_φ s'annulent le long des bords libres ($\varphi=\pi/2$), tout le long de la portée. En revanche, $N_{x\varphi}$ ne s'annule pas en ces endroits.

La poutre de rive doit donc équilibrer, d'une part cette traction, et d'autres parts le moment de flexion introduit par son poids propre.

On admet généralement qu'une telle méthode de calcul n'est valable que pour des coques courtes, telles que $1 \leq 2$ r. au-delà, le calcul ne peut négliger les flexions.

[10]

III- Dimensionnement

III.1. Géométrie

- La portée est : $2a = 8.7m$
- La flèche est : $f = 4.35$ m
- Le rayon est : $R = 4.35$ m
- La longueur est : $l = 8.7$ m
- L'Angle est : $\theta_0 = 90°$.

III.2. Chargement

Eléments	Charges (KN/m²)
Etanchéité	0,20
Brique(e = 6.5cm)	0,67
Chape (8 cm)	2
Enduit (1.5 cm)	0.33
Charges permanentes totales	**G= 3.2**
charge d'exploitation (Terrasse inaccessible)	**Q =1**

Tableau IV.3.1 **:** *Tableau des charges.*

III.3. Sollicitations

En exploitant les formules précédentes, on peut déterminer :

$$Q = \frac{C}{D + d} = \frac{C}{D} = 10.73KN \quad (\delta=1.\text{et } C/D = 10.73).$$

Pour différentes valeurs de θ (en degrés), on présente les valeurs de M, N et T dans le tableau suivant :

	0	**30**	**60**	**90**
M ***(KN.m)***	8.38	0,87	-9.57	0
N (KN/m)	10.73	2.96	-13.62	-25.32
T (KN/m)	0	-16.33	-20.25	-10.73

Tableau IV.3.2 **:** *Tableau récapitulatif des sollicitations calculées.*

Pour le même arc, on présente dans le tableau ci-dessous les sollicitations maximales obtenues en utilisant la théorie de l'arc.

	M (KN.m)	***N (KN/m)***	***T (KN/ml)***
Théorie de l'arc	9.9	25.32	20.25

Tableau IV.3.3 **:** *Sollicitations maximales obtenues par la théorie de l'arc.*

III.4. Ferraillage

On détermine le ferraillage de la voûte en prenant une section de largeur 1m et de hauteur (e=8 cm) égale à l'épaisseur de la chape.

L'épaisseur maximale 'e' de la chape est adaptée par la formule :

$$e = (0.Nn) \times (1 + \frac{l}{10})$$

Dans la formule ci-dessus, N et n représentent les chiffres des dixièmes et des centièmes dans le coefficient (0.Nn).

l : est la portée de voûte ; l=2a

n : inverse de surbaissement (inverse du rapport de la flèche à la portée)

N : varie de 1 à 4 suivant l'importance de la surcharge

N	Catégorie de voûte (importance de surcharge)
1	Voûte légère servant de plafond et supportant son poids propre
2	Voûte moyenne (plancher d'appartement jusqu'à 400kg de surcharge par m^2)
3	Voûte forte (magasins, ateliers)
4	Voûte très forte (ateliers avec machines lourdes)

*Tableau IV.3.4 **:** Valeurs de N.*

Dans notre cas, la voûte est légère ; elle ne supporte que son poids propre. Donc N=1

$\frac{1}{n} = \frac{f}{l} = \frac{1}{2}$ ainsi n=2

L'épaisseur de calcul de l'arc est :

$$e = (0.Nn) \times (1 + \frac{l}{10}) = 0.12 \times (1 + \frac{870}{10}) = 10.56 cm$$

On adoptera ainsi pour l'épaisseur de la chape e=8cm, qui sera l'épaisseur de calcul de l'arc.

[1]

III.4.1. Ferraillage par la théorie membranaire

$N_{bc}=\sigma_{bc}$ B avec B = 0.08 m^2 et σ_{bc} = 0.6 f_{c28} = 13.2 MPa.

D'où N_{bc} = 1056 kN.

Étant donné que les efforts normaux engendrés sont très faibles ($N_x << N_{bc}$, $N_\varphi << N_{bc}$), une quantité minimale d'acier comprimé est largement suffisante,

Soit A_{min} =0.2 % B c.à.d. A_{min} = 1.6 cm2 donc :

↳ ***A_c = 5 HA8/m : aciers des cerces***

A_r = 3 HA8/m : aciers de répartition

III.4.2. Ferraillage par la théorie des éléments finis (idem pour la théorie de l'arc)

M_u = 9.9 kN.m
N_u = 25.32 kN : effort normal de compression
b = 1 m
h = 0.08 m

$\psi_1 = \dfrac{N_u}{b.h.f_{bc}} = 0.02$; $\psi_1 \leq 0.81$ donc $\xi = f(\psi_1) = 0.17$

$e_{NC} = \xi.h = 0.013$

$e = \dfrac{M_u}{N_u} = 0.23$ d'où $e > e_{NC}$ d'où la section est partiellement comprimée.

❖ **Armatures principales**

On calcule un moment de flexion fictif : $M_{u\,fictif} = M_u + N_u\,(d - \dfrac{h}{2}) = 10.71$ kN m

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.71 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.072^2 \times 12.466} = 0.166 \qquad \mu \prec \mu_{lu}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.23$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.065m$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u\,fictif}$; on obtient :

- Le cas échéant une section d'aciers comprimée A'.
- Une section d'aciers tendus $A_{fictive.}$

$$A_{fictive} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{10.71 \cdot 10^{-3}}{0.065 \cdot 348} = 4.73 \cdot 10^{-4} m^2$$

- La section réelle d'aciers tendus vaut : $A = \dfrac{N_u}{f_{su}} - A_{fictive} = (0.72 - 4.73)10^{-4} < 0$

Donc on a besoin d'une section minimale

La section minimale vaut : $A_{min} = \max\ \{ \dfrac{b.h}{1000}\ ; 0.23 \times \dfrac{b.d.f_{t28}}{f_e} \} = \max\ (0.8\ ;\ 0.79)$

Ainsi, les armatures principales déterminées pour la voûte sont :

$A = A_{min} = 0.8\ cm^2$ donc nous prenons A = 5 HA8/m

❖ **Armatures de répartition**

$A_r = \dfrac{A}{4} = 0.2\ cm^2$ donc nous prenons A_r = 3 HA8/m

III.5. Plan de ferraillage de la voûte

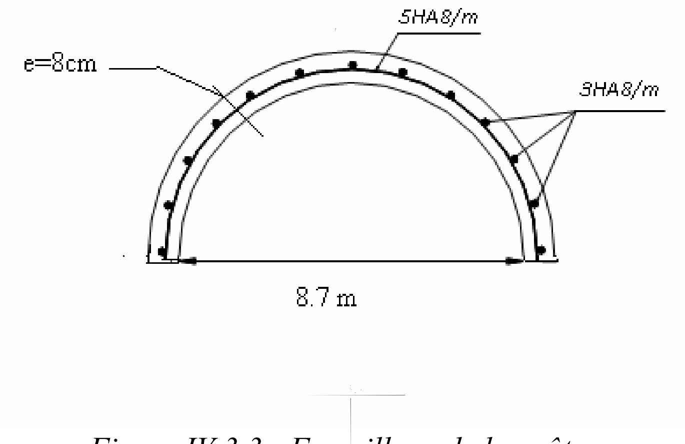


Figure IV.3.3 : Ferraillage de la voûte

IV. Conclusion

La résolution pratique se simplifie bien entendu avec l'application des hypothèses propres à chaque méthode de calcul. Par exemple, poser à priori M_x= 0 (moment longitudinal nul) revient à admettre que les résultats ne seront valables que loin des appuis. En fait, on sait que c'est le caractère propre à la théorie des membranes ; il n'est donc pas utile de compliquer celle-ci par des flexions puisque les nécessités pratiques d'un calcul possible font que l'on arrive à des résultats voisins. Mais on peut se demander si, à force de simplifier, on résout bien le problème et on arrive à des résultats comparables par les différentes méthodes.

IV.4 : Dimensionnement d'un portique en béton armé

Présentant la possibilité de franchir des portées importantes et supportant des importantes charges, on fait recours aux éléments portiques comme éléments de l'ossature, au lieu du système poutres-poteaux pour pouvoir dégager un espace considérable sans y avoir des poteaux ; ainsi pour cette raison, entre autres pour des raisons architecturales, on a opté pour concevoir des portiques au niveau de la salle polyvalente pour assurer une bonne fonctionnalité de la pièce.
Un portique est une structure située dans le même plan vertical constituant un ensemble composé par une poutre (traverse) et par les poteaux (montants) sur lesquels elle prend appui.

I. Présentation

On présente ci-dessous le chargement et les dimensions associées au portique à calculer.

I.1. Géométrie

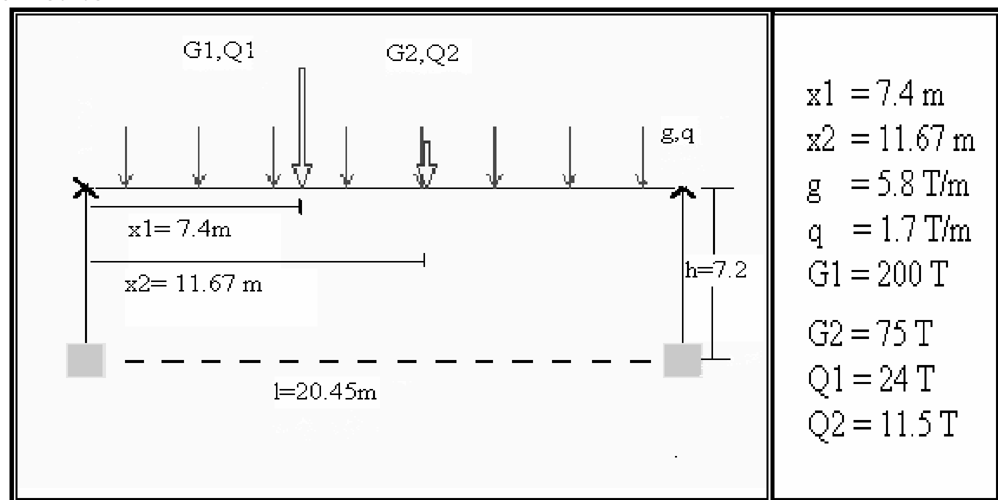


Figure IV.4.1 : Dimensions et chargement du portique.

NB : la longueur $l = 20.45$ m est prise entre axes des poteaux.

I.2. Sollicitations

Pour les deux états limites, on obtient les sollicitations dans les différentes sections données au tableau suivant.

Sollicitations \ Positions		Traverse		Poteau	
		En travée	**Sur appui**	**Tête du poteau**	**Pied du poteau**
ELU	**Moment fléchissant (KN.m)**	11353	12251	12251	5365.2
	Effort normal (KN)	2446	2446	3572.4	3572.4
	Effort tranchant (KN)	--	3572.4	2446	2446
ELS	**Moment fléchissant (KN.m)**	8289	8934	8934	3910
	Effort normal (KN)	1783.4	1783.4	2604	2604

*Tableau IV.4.1 **:** Tableau récapitulatif des sollicitations.*

On représente ci-dessous les tracés des différents diagrammes associés au portique et dégagés par le logiciel « RDM- ossatures ».

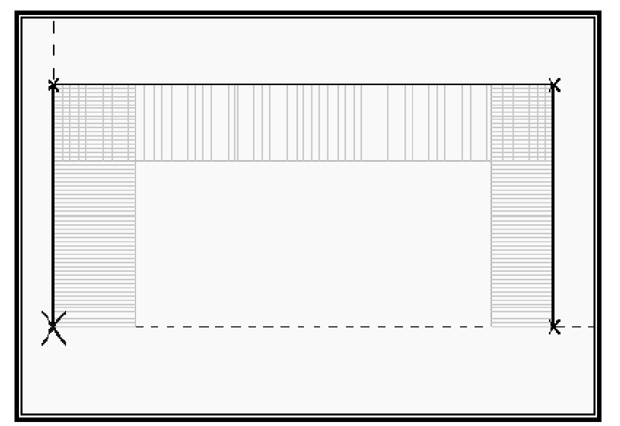
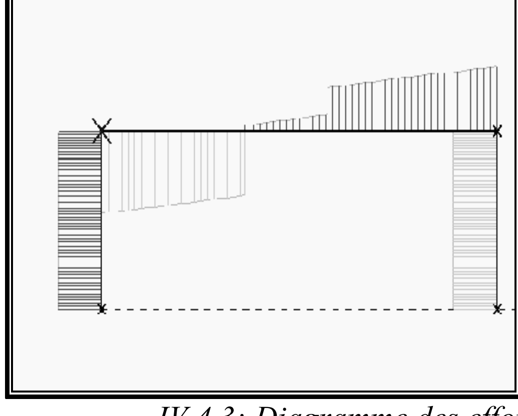


Figure IV.4.2 : Diagramme des efforts normaux.



IV.4.3: Diagramme des efforts Tranchants.

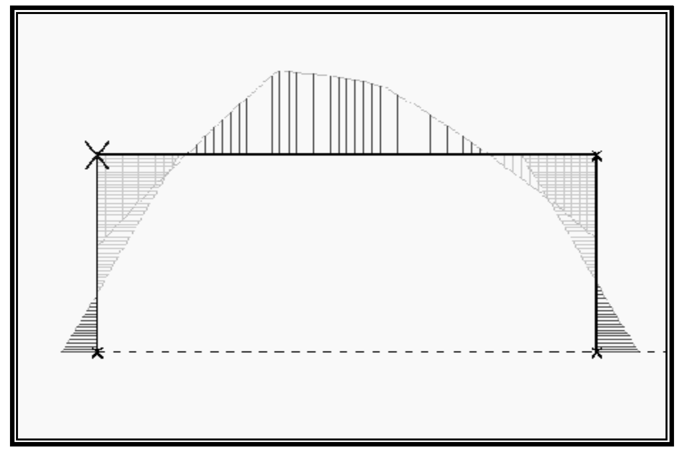


Figure IV.4.4 : Diagramme des moments fléchissants.

II. Dimensionnement

II.1. Traverse - armatures

II.1.1 En travée

a. Sollicitations :

Mu = 11353 KN.m.
Nu = 2446 KN.

Les excentricités : $e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; 8.18cm) = 8.18cm.$

$$e_1 = \frac{\sum \gamma_j M_{jG_0}}{\sum \gamma_i N_i} + e_a = \frac{1135.3}{244.6} + 0.0818 = 4.723m$$

b. Armatures :

L'excentricité e_1 étant très grande (e_1 >> h = 0.8 m), on fera le calcul en flexion simple.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11353}{8289} = 1.37\ .$$

f_e = 400 MPa ⇨ $\mu_{lu} = \dfrac{3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050}{10^4} = 0.274$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11353 * 10^{-3}}{0.75 \times 1.8^2 \times 12.466} = 0.375\ ;\ \mu > \mu_{lu} \Rightarrow A_{sc} \neq 0$$

$$\sigma_{sce} = 9\gamma \cdot f_{c28} - 0.9\delta' \cdot (13 f_{c28} + 415) \cdot \frac{1}{K} = 253.72 MPa \quad \text{avec} \quad \delta' = \frac{d'}{d} = \frac{5}{180} = 2.78 \cdot 10^{-2}\ ;\ K = 1 .$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.274 \times 0.75 \times 1.8^2 \times 12.466 = 8.3 MNm$$

$$A' = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d')\sigma_{sce}} = \frac{1135.3 \cdot 10^{-2} - 8.3}{(1.8 - 0.05) \times 253.72} = 68.76 \cdot 10^{-4} m^2$$ ¬ On choisit 8HA32

$$\alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.625$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 1.35 m$$

⇨ $A_{st} = \dfrac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = \dfrac{1135.3 \cdot 10^{-2}}{1.35 \cdot 348} = 241.65 \cdot 10^{-4} m^2$ ¬ On choisit 32HA32

c. Section minimale :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 14.9 \cdot 10^{-4} m^2 \leq A\ .$$

d. Armatures de peau :

Les armatures de peau ont pour rôle de limiter la fissuration de béton superficielle et participer à la résistance à la torsion et aux moments transversaux parasites ; ainsi dans notre cas d'étude de fissuration peu préjudiciable et pour une traverse de 80 cm de hauteur (h/80cm) il convient de mettre en place deux barres tous les 30 à 50 cm de diamètre $\phi = \dfrac{h}{10}$

➔ Ce qui revient à mettre en place 1 barre HA20 tous les 40 cm.

II.1.2. Sur appuis

a. Sollicitations :

M_u = 12251 KN.m.
N_u = 2446 KN.
V_u = 3572.4 KN.
M_{ser} = 8934 KN.m.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1225.1}{244.6} = 5m \geq h = 2m.$$

b. *Armatures :*

L'excentricité étant très grande (e>> h = 2 m), on fera le calcul en flexion simple.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12251}{8934} = 1.37 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.274$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1225.1 \cdot 10^{-2}}{0.75 \times 1.8^2 \times 12.466} = 0.4 \; ; \; \mu \succ \mu_{lu} \Rightarrow A_{sc} \neq 0$$

$$\sigma_{sce} = 9\gamma \cdot f_{c28} - 0.9\delta' \cdot (13 f_{c28} + 415) \cdot \frac{1}{K} = 253.72 MPa$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.274 \times 0.75 \times 1.8^2 \times 12.466 = 8.3 MNm$$

$$A' = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d')\sigma_{sce}} = \frac{12251 \cdot 10^{-3} - 8.3}{(1.8 - 0.05) \times 253.72} = 89 \cdot 10^{-4} m^2$$ ¬ On choisit 12HA32

$$\alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.7$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 1.3m$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{12251 \cdot 10^{-3}}{1.33 \cdot 348} = 270.8 \cdot 10^{-4} m^2$$ ¬ On choisit 34HA32

❖ **Armatures transversales :**

a. *Vérification du béton :*

➢ *Contrainte tangente conventionnelle :*

Pour les charges concentrées les relations suivantes sont satisfaites : $\begin{cases} x_i < h/2 \\ h/2 < x_i < 3h/2 \end{cases}$

Par suite on n'a pas besoin de réduire l'effort tranchant au voisinage de l'appui.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{357.24 \cdot 10^{-2}}{0.75 \times 1.8} = 2.65 MPa$$

➢ *Vérification :*

Fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min(0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa) = 2.93 MPa$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ On disposera alors des armatures droites.

b. *Armatures d'âme :*

$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot b_0(\tau_u - 0.3K \cdot f_{t28})}{0.9 f_{et}(\cos\alpha + \sin\alpha)}$; Avec $K = 1 + 3\frac{N_u}{B \cdot f_{c28}}$ (flexion composée avec compression).

$$K = 1 + 3\frac{357.24 \cdot 10^{-2}}{0.75 \times 2 \times 22} = 1.22 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 7.94 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}.$$

➢ *Pourcentage minimal :*

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.4 b_0}{f_{et}} = \frac{0.4 \times 0.75}{235} = 12.8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}.$$

- *Diamètre des armatures d'âme :*

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \phi_l \\ h/35 \\ b/10 \end{cases} = \min \begin{cases} 32mm \\ 57.15mm \\ 75m \end{cases} . \Rightarrow \text{ Soit } \phi_t = 8\,\text{mm.}$$

On choisit 4cadres ϕ 8 ⇨ $A_t = 4\phi_8 = 4.02\,\text{cm}^2$.

- *Espacement des armatures :*

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 7.94 \cdot 10^{-3}\,\text{m}^2/\text{m} \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{7.94 \cdot 10^{-3}} = 0.0506\,\text{m.}$$

L'espacement maximal : $\overline{S_t} = \inf\,(0.9d\,;40cm\,;15\phi_l^{\min} si\ A_{sc} \neq 0)$

⇨ $\overline{S_t} = \inf\,(162cm\,;40cm\,;48cm) = 40cm$

On adopte un espacement de 5cm

II.2. Poteau – armatures

a. <u>*Sollicitations :*</u>

Mu = 12251 KN.m.
Nu = 3572.4 KN.
Vu = 2446 KN.

Les excentricités : $e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; 2.88cm) = 2.88cm.$

$$e_1 = \frac{\sum \gamma_j M_{j G_0}}{\sum \gamma_i N_i} + e_a = \frac{1225.1}{357.24} + 0.0288 = 3.46m$$

On est alors dans le cas de flexion composée avec compression.

- *Longueur de flambement :*

Par sécurité on prend $l_f = l_o = 7.2$m

- *Type de calcul :*

Le calcul sera effectué en flexion composée en tenant compte d'une façon forfaitaire de l'excentricité de second ordre.

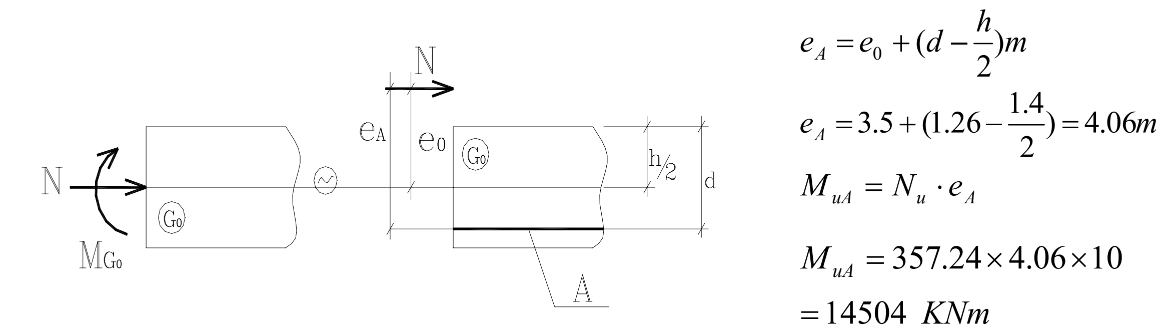
- *Excentricité de second ordre :*

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h}(2 + \alpha\,\varphi) \quad ; \text{ avec } \varphi : \text{coefficient de fluage égal à 2 et } \alpha = \frac{M_G^{ser}}{M^{ser}} = \frac{766.6}{893.4} = 0.86$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 7.2^2}{10^4 \times 1.4}(2 + 0.86 \times 2) = 0.0413m$$

- *sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :*

➢ *sollicitations ultimes ramenées au centre de gravité des aciers tendus :*



$$e_A = e_0 + (d - \frac{h}{2})m$$

$$e_A = 3.5 + (1.26 - \frac{1.4}{2}) = 4.06m$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A$$

$$M_{uA} = 357.24 \times 4.06 \times 10$$

$$= 14504 \ KNm$$

Figure IV.4.5 : Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus

$$\begin{cases} N_u = 3572.4KN \\ M_{uG0} = N_u(e_2 + e_1) = 12508KNm \\ e_0 = e_1 + e_2 = 3.46 + 0.0413 = 3.5m \end{cases}$$

b. Armatures :

➢ *Moment réduit agissant* : $\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1450.4 * 10^{-2}}{0.75 \times 1.26^2 \times 12.46} = 0.977$

➢ *Moment par rapport aux aciers tendus :* $\mu_{bc} = 0.8\frac{h}{d}(1 - 0.4\frac{h}{d}) = 0.494$

$\mu_{bu} \succ \mu_{bc}$ ⇨ La section est alors entièrement comprimée donc il faut réduire la hauteur du béton comprimé par ajout d'acier comprimé.

➢ *Nécessité d'aciers comprimés :*

$M_{serA} = M_{serG0} + N_{ser}(d - \frac{h}{2})$,

$M_{serG0} = N_{ser} \cdot e_A = 260.4 \times 4.06 \times 10^3 = 10572.24$ KNm.

$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1450.4 \times 10^3}{1057.224 \times 10^3} = 1.372$.

$f_e = 400$ MPa ⇨ $\mu_{lu} = \frac{3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050}{10^4} = 0.2747$ $\mu_{bu} \succ \mu_{lu}$ ⇨ $A_{sc} \neq 0$.

➢ *Section A_1 d'aciers tendus sous M_{lu} :*

$\mu_{lu} = 0.2747$ donc $M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.2747 \times 0.75 \times 1.26^2 \times 12.46 = 4.075MNm$

$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{lu}) = 1.05m$

⇨ $A_1 = \frac{M_{lu}}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{4.075}{1.05 \cdot 348} = 111.522 \times 10^{-4} m^2$

➢ *Section A_2 d'aciers :*

$$A_2 = \frac{M_u - M_{lu}}{(d-d')\sigma_{sc}} = \frac{14.504 - 4.075}{(1.26-0.03)\times 348} = 243.645\cdot 10^{-4}\, m^2$$

➢ *Section A totale d'aciers tendus en flexion simple :*

$$A = A_1 + A_2 = 355.167\times 10^{-4}\,\text{m}^2.$$

➢ *Section A' d'aciers comprimés en flexion simple :*

$$A' = \frac{M_u - M_{lu}}{(d-d')\sigma_{sce}} = A_2 = 243.645\cdot 10^{-4}\, m^2$$

Avec $\sigma_{sce} = \min(f_{ed}, E\varepsilon_{scu})$

Or $\varepsilon_{scu} = 3.5\%_0 (\frac{\alpha_{lu} d - d'}{\alpha_{lu} d})$ avec $\alpha_{lu} = 0.411$

Ainsi $\varepsilon_{scu} = 3.297\%_0 \succ \varepsilon_e = 1.74\%_0$ donc $\sigma_{sce} = 348 MPa$

➢ *Armatures en flexion composée :*

$A = A - \frac{N_{uA}}{f_{sd}} = 355.167 - \frac{357.24\times 10^{-2}}{348} = 252.512\ \text{cm}^2.$ ¬ On choisit 32HA32

$A' = 243.645\cdot 10^{-4}\, m^2$ ¬ On choisit 32HA32

c. section d'acier minimale :

$$e = e_{0ser} = \frac{M_{serG0}}{N_{ser}} = 4.06 m$$

$$A_{\min} = 0.23\cdot\frac{f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d\,\frac{e - 0.45d}{e - 0.185d} = 0.23\times\frac{1.92}{400}\times 0.75\times 1.26\times\frac{4.06 - 0.45\times 1.26}{4.06 - 0.185\times 1.26} = 9.522\cdot 10^{-4}\, m^2$$

⇨ $A_{\min} \le A$ ¬ On choisit alors 32HA32 (A = 257.28cm²).

e. Armatures transversales :

➢ *Vérification du béton :*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b\cdot d} = \frac{244.6\cdot 10^{-2}}{0.75\times 1.26} = 2.59\ \text{MPa} \le \bar{\tau} = 2.93\ \text{MPa}.\ \textbf{OK}$$

Les armatures d'âme sont droites.

➢ *Armatures d'âme :*

$\frac{A_t}{S_t} \ge \frac{\gamma_s \cdot b\ (\tau_u - 0.3K\cdot f_{t28})}{0.9 f_{et}(\cos\alpha + \sin\alpha)}$; Avec $K = 1 + 3\frac{N_u}{B\cdot f_{c28}}$ (flexion composée avec compression).

$K = 1 + 3\frac{357.24\cdot 10^{-2}}{0.55\times 1.4\times 22} = 1.464$ ⇨ $\frac{A_t}{S_t} \ge 71.23\cdot 10^{-4}\ \text{m}^2/\text{m}.$

➢ *Pourcentage minimal :*

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.4b}{f_{et}} = \frac{0.4 \times 0.75}{235} = 12.766 \cdot 10^{-4}\ \text{m}^2/\text{m}.$$

➢ *Diamètre des armatures d'âme :*

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \phi_l \\ h/35 \\ b/10 \end{cases} = \min \begin{cases} 32mm \\ 40mm \\ 75mm \end{cases}. \quad ⇨ \text{ soit } \phi_t = 8\,\text{mm}.$$

¬ On choisit 4cadre ϕ_8 ⇨ $A_t = 4.02\,\text{cm}^2$.

➢ *Espacement des armatures :*

$S_t \leq 0.056\,\text{m}$.

L'espacement maximal : $\overline{S_t} = \inf(0.9d\,;40cm;15\phi_l^{\min} si\ A_{sc} \neq 0)$ ⇨ $\overline{S_t} = 4.8$ cm

On adopte un espacement de $S_t = cm4.5$

<u>RESUME</u>

Travée		Sur appuis		Poteau	
Section (cm^2)	Armatures	Section (cm^2)	Armatures	Section (cm^2)	Armatures
A'=68.76	8HA32	A'=89	12HA 32	A'=243.645	32HA32
A=241.65	32HA32	A=270.8	34HA32	A=252.512	32HA32

*Tableau IV.4.2 **:** Tableau récapitulatif du ferraillage.*

[11]

IV.5 : Dimensionnement d'un portique en charpente métallique

I- Introduction

Les systèmes réticulés sont depuis longtemps le type classique de la charpente métallique.

La ferme est composée de :

- deux membrures dont le rôle est analogue à celui d'une poutre en **I** à âme pleine et ce pour reprendre le moment de flexion,
- d'un réseau de barres comprimées et tendues qui constituent les diagonales et les montants et qui équilibrent l'effort tranchant.

Toute action extérieure au système, que ce soit une sollicitation ou une réaction d'appui, agit en général en un nœud et c'est pourquoi que toutes les barres subissent une force axiale ; grâce à cela, l'acier s'utilise plus rationnellement dans les systèmes réticulés que dans ceux à âme pleine.

L'intérêt économique de l'utilisation d'une ferme au lieu d'une poutre est d'autant plus marqué que la portée est plus grande (une portée supérieure à environ 20 m) et la charge est moins importante.

C'est très facile de donner à la ferme n'importe quelle forme extérieure. Par rapport à une poutre à âme pleine, la préparation de la ferme demande plus de main d'œuvre.

On distingue plusieurs types de fermes : Suivant le schéma statique, on a par exemple fermes isostatiques, hyperstatiques, en console, en portique et en arc. Suivant la géométrie des membrures, on distingue les fermes triangulées, trapézoïdales, à membrures polygonales, à membrures parallèles.

Il s'agit dans le présent travail d'effectuer la conception d'une ferme en portique à membrures parallèles, et choisir le type de barres la composant, le type de nœuds, le moyen d'assemblage utilisé dans les nœuds.

II. Préliminaire

Le calcul de la ferme se fait de la manière suivante :

- on détermine les charges et surcharges agissant sur la ferme
- on trouve les efforts dans toutes les barres tendues et comprimées
- on choisit ensuite leurs sections
- on calcule et on construit les joints, nœuds, détails, etc. de la ferme
- on choisit la section des poteaux du portique
- on calcule et on construit les éléments de la base du poteau

Les actions extérieures passent à la ferme par l'intermédiaire des pièces s'appuyant sur les nœuds (dalles de couverture en béton dans notre cas).

Les charges et surcharges principales agissant sur une ferme sont :

- les poids propres des éléments de couverture,
- les surcharges de courtes durées sur la couverture (neige, effet du vent, poussière)

On présente dans ce qui suit les différentes données relatives à la conception de la ferme en portique à membrures parallèles :

Acier : S235 ⇨ La nuance d'acier à considérer est $R_y = 235$ MPa = 23.5 kN / cm^2

L = 64 m ; H= 23.5 m ; B = 1m

III. Conception de la ferme

Une ferme à membrures parallèles présente l'avantage que les barres de treillis est presque la même et la forme de la membrure supérieure correspond à l'épure des moments de flexion. La membrure de la ferme est conçue comme suit
L = 64 m = 4x16 m

Un système de treillis pour la conception de la ferme est nécessaire pour assurer la triangulation de l'ensemble et par suite l'indéformabilité géométrique et le report des efforts sur les appuis. De ce fait, un système de treillis simple en V sera le plus rationnel mais on sera amené à créer des nœuds supplémentaires en introduisant des montants pour assurer la rigidité de la construction vu l'importance de l'hauteur du portique.

Un schéma géométrique bien déterminé de la ferme impose la détermination de sa hauteur sur appui ainsi qu'au milieu. Etant donné que la ferme est à membrures parallèles, la hauteur sur appui et la hauteur au milieu sont égales.

Ainsi la hauteur optimale de la ferme pour un système de treillis en V avec des montants supplémentaires est donnée par :

$\frac{h_{opt}}{L} = \frac{1}{n}\sqrt{\frac{1+0.7n}{2}}$; Avec n représente le nombre de panne pour une membrure (n= 16)

On trouve ainsi h_{opt} = 9.88 m

On adopte h_f = 8m. Cette hauteur assure à la fois une consommation minimale du métal ainsi que la rigidité nécessaire exprimée par la flèche relative admissible.
Le schéma de calcul de la ferme après le dimensionnement de la forme géométrique est :

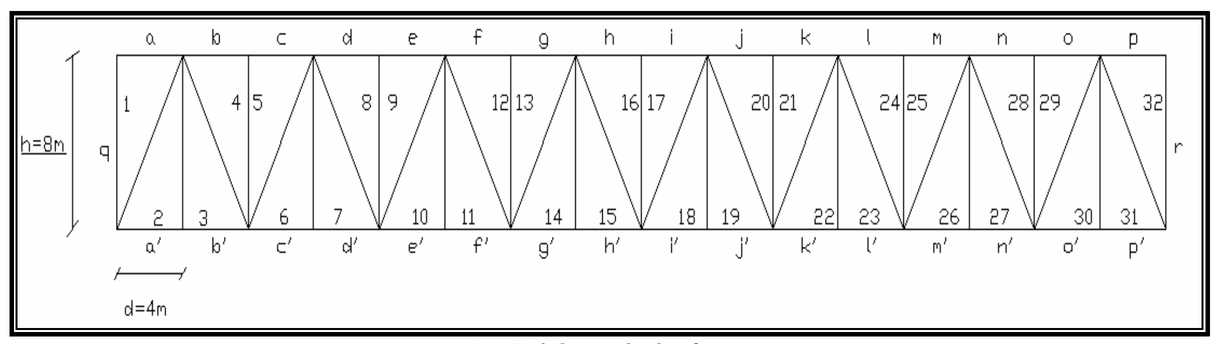


Figure IV.5.1 : Schéma de la ferme.

IV. Calcul de la ferme

IV.1. Détermination des charges agissant sur la ferme

IV.1.1. Charges permanentes

La charge permanente g_n est évaluée par considération des différents poids propres des éléments de couverture, poids de la ferme. Concernant ce projet, on adopte comme couverture une dalle en BA avec les couches d'isolation suivantes :

- Couche de carbone bitumé avec un poids surfacique 0.1 kN / m^2
- Chape asphalte d'épaisseur 20 mm et de poids volumique 1.8 kN / m^3
- Isolation thermique d'épaisseur 80 mm et de poids volumique 6 kN / m^3
- La dalle en béton est de poids surfacique 1.4 kN / m^2

De cette manière, la charge permanente de la couverture est

- q_{couv} = 0.1 + 1.8* 0.02 + 6* 0.08 + 1.4 = 2.016 kN / m^2
- poids de la ferme ; q_f =0.40 kN/m² (pour l=64m)
- charge due au contreventement q_{cont} ; soit q_{cont}=0.06 kN/m²

⇨La charge permanente surfacique est

- $g_n^{sur} = (q_{couv} + q_f + q_{cont}) \times B$ = 2.476 x1 = 2.5 kN / ml

IV.1.2 Charges variables

Les charges variables représentent les poussées de vent, l'action de la neige.
Dans notre cas, on n'aura que les actions statiques du vent.
Le site de la construction est considéré comme normal et appartient à la région II

⇨ La charge accidentelle due au vent est

- q_v = 0.70 kN/m²
- $q_v^{sur} = q_v \times B$ = O.7 x1 = 0.7 kN / ml

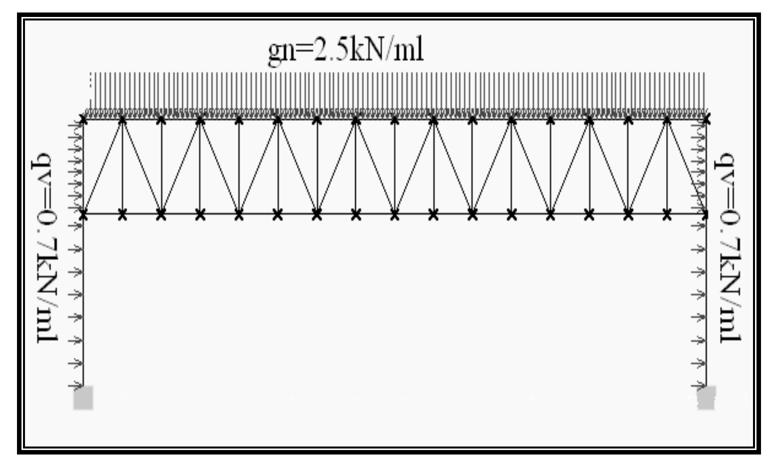


Figure IV.5.2 : Schéma de chargement agissant sur la portique.

IV.2. Détermination des efforts intérieurs de la ferme

Il existe plusieurs méthodes de calcul des efforts intérieures dans les barres de la ferme. Parmi lesquelles, on cite la méthode graphique de la théorie de structure « la méthode de CREMONA ».

Encore, la méthode des nœuds servira pour la détermination des efforts intérieurs.
Pour faciliter la tâche de calcul, la détermination des efforts de traction et de compression dans les barres de la ferme est menée par un logiciel de calcul convenable « RDM-ossature ».

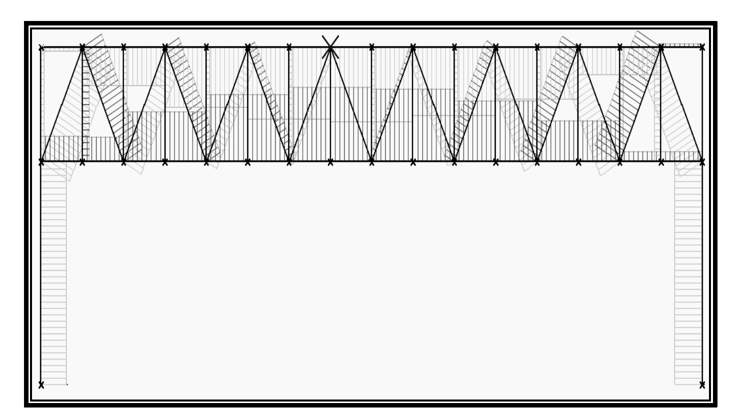


Figure IV.5.3 : Efforts normaux dans les barres du portique.

Les tensions dans les différentes barres sont récapitulées dans un tableau (cf. annexe).

IV.3. Détermination des longueurs de flambement des barres de la ferme

Les contreventements des fermes ont pour but d'assurer la stabilité de l'ensemble contre les actions extérieures horizontales.

- Un contreventement horizontal sur les membrures supérieures des fermes.
- Deux contreventements verticaux entre les fermes
- Trois et quatre contreventements horizontaux sur les membrures inférieures des fermes.

Dans le plan de ferme (par rapport à l'axe z-z) la longueur de flambement des barres est évaluée en fonction :

- De la distance l0 entre les centres les nœuds.
- Des encastrements partiels aux extrémités ou de la continuité de ces barres.

Dans le plan hors de la ferme (par rapport à l'axe y-y) ou dans le plan horizontal on fixe la longueur de flambement lf,y.

Il est recommandé de prendre les barres constituées de deux cornières jumelées, car elles ont une large gamme de sections et il est facile d'unir ces barres entre elles.

⇒ Les longueurs de flambements des barres de la ferme sont alors :

- Dans le plan de la ferme

  $l_{f,y} = 0.9\ l_0 = 0.9x4=3.6$ m pour les membrures.
  $l_{f,y} = 0.8\ l_0 = 0.8x\ 8.94= 7.15$ m pour les barres de treillis.
  $l_{f,y} = 0.8\ l_0 = 0.8x\ 8 = 6.4$ m pour les montants.

- Dans le plan hors de la ferme

  $l_{f,z} = l_0 = 8.94$ m pour les barres en treillis.
  $l_{f,z} = l_0 = 4$ m pour les membrures.
  $l_{f,z} = l_0 = 8$ m pour les montants.

- Les élancements et les rayons de girations sont les suivants :

$$\lambda_y = \frac{l_{f,y}}{i_y} ; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} ; i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$$

i_y ; i_z : rayons de giration de la section adoptée pour chaque élément de la ferme.
I_y , I_z : moments d'inertie de la section.
A : section transversale de la barre.

- Les valeurs limites des élancements des barres de la ferme sont les suivantes :
  - ✓ λ_{limite} = 120 pour les membrures, les diagonales et les montants comprimés.
  - ✓ λ_{limite} = 400 pour toutes les barres tendues de la ferme.

IV.4. Choix de la section des barres de la ferme

Dés qu'on détermine les efforts intérieurs et les longueurs de flambement dans les différentes barres de la ferme, on adopte les types de leurs sections.

On commence par calculer l'aire à donner à l'élément le plus sollicité. Ensuite, on choisit la section suivant la gamme des profilés à consulter.

La section envisagée de chaque barre dépend de leur longueur de flambement et de la rigidité de la section qui est caractérisée par les rayons de giration qui sont proportionnels aux dimensions principales de la section.

Les plus petites dimensions de cornières utilisées dans les fermes sont 45x45x5 pour les barres des fermes et 75x75x5 pour les barres de contreventement.

Parfois, il arrive que certains éléments d'une ferme (surtout les montants supplémentaires, les diagonales dans les mailles au milieu de la ferme) subissent un faible effort, par conséquent, il y a des contraintes insignifiantes. Alors, on sera amené à choisir la section de ces barres en se basant sur l'élancement limite λ_{limite} imposé par les règles.

IV.4.1. Dimensionnement de la membrure supérieure

- Barre 16-h :

N_{16-h} =173.3 kN

- Longueur de flambement : $l_{f,y}=0.9l_0= 3.6$ m
  $l_{f,z}=l_0= 4$ m

Selon l'EUROCODE 3, on détermine l'aire de la section nécessaire à partir de la condition $A^{néc} = \dfrac{N_{sd}\gamma_{M_1}}{\chi \cdot f_y}$

Avec $\gamma_{M1} = 1.1$ et $N_{sd}= N_{16-h}$ et χ est fixé préalablement à 0.6

$$A^{néc} = \frac{N_{16-h} \times 1.1}{0.6R_y} = \frac{173.3 \times 1.1}{0.6 \times 23.5} = 13.52cm^2$$

On choisie la section appropriée $A_{cornière}$ qui correspond à la condition $A_{cornière} > \dfrac{A^{néc}}{2}$ tout en se référant au catalogue des produits sidérurgiques des cornières à ailes égales.

$$\begin{cases} A=\dfrac{A^{néc}}{2} = 6.56cm^2 \Rightarrow \text{Soit } 2\ L70\times70\times5 \text{ ce qui correspond à } A_{cornière}=3.42cm^2 \\ i_{z_0} = i_{y_0} = 2.14cm \\ i_z = 3.16cm \end{cases}$$

- Vérification de la section choisie au flambement

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{400}{3.16} = 126.58 \succ \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Non$$

$$\lambda_{.y} = \frac{l_{f,y}}{i_y} = \frac{360}{2.14} = 168.22 \succ \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Non$$

On doit changer le profil choisit afin de vérifier les conditions de flambement pour les barres. On établit alors la nouvelle section en se basant sur l'élancement limite λlimite imposé par les règles.

On cherche d'abord le rayon de giration nécessaire :

$$\begin{cases} i_{y,nécessaire} = \dfrac{l_{f,y}}{\lambda_{limite}} = \dfrac{360}{120} = 3cm \\ i_{z,nécessaire} = \dfrac{l_{f,z}}{\lambda_{limite}} = \dfrac{400}{120} = 3.33cm \end{cases}$$

Or pour les barres de la membrure comprimée, l'élancement est pris entre 50 et 90.

Ainsi

$$\begin{cases} i_{y,nécessaire} = \dfrac{l_{f,y}}{90} = \dfrac{360}{90} = 4cm \\ i_{z,nécessaire} = \dfrac{l_{f,z}}{90} = \dfrac{400}{90} = 4.44cm \end{cases}$$

D'après le catalogue des produits sidérurgiques des cornières à ailes égales, la section de la barre 16-h est 2L150x150x18 qui correspond à

$$\begin{cases} A_{cornière}=51.03cm^2 > A_{cornière,\ nécessaire} & OK \\ i_{z_0} = i_{y_0} = 4.54cm \succ i_{y,nécessaire} & OK \\ i_z = 6.58cm \succ i_{z,nécessaire} & OK \end{cases}$$

- Vérification de la section choisie au flambement :

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{400}{6.58} = 60.8 \prec \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Ok$$

$$\lambda_y = \frac{l_{f,y}}{i_y} = \frac{360}{4.54} = 79.3 \prec \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Ok$$

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_z, \lambda_y) = \lambda_y = 79.3$$

L'élancement réduit par rapport à l'axe (y-y) se détermine par : $\overline{\lambda} = \frac{\lambda_{max}}{93.9\varepsilon}$; avec

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \rightarrow \overline{\lambda} = 0.844$$

Le coefficient de réduction pour le mode de flambement est déterminé par interpolation linéaire d'après les valeurs de la courbe « c » de flambement →

$$\chi_{min} = \chi_{\overline{\lambda}=0.8} - \left(\frac{\chi_{\overline{\lambda}=0.8} - \chi_{\overline{\lambda}=0.9}}{0.9-0.8}\right) \times (\overline{\lambda} - 0.8)$$

$$\chi_{min} = O.6622 - \left(\frac{0.6622-0.5998}{0.9-0.8}\right) \times (0.844-0.8) = 0.6348$$

- Vérification de la résistance au flambement de la barre :

Selon L'EUROCODE 3, si $\overline{\lambda} \succ 0.2$, pour assurer la résistance de la pièce comprimée, il faut satisfaire :

$N_{16-h} \prec N_R = \chi_{min} \frac{A \times R_y}{\gamma_{M1}}$ où N_R est la résistance de calcul au flambement simple

$$N_{16-h} = 173.3kN \prec N_R = \chi_{min} \frac{A \times R_y}{\gamma_{M1}} = 0.6348 \times \frac{102.06 \times 23.5}{1.1} = 1384.1kN \quad OK$$

La barre 16-h est de section **2×L150×150×18** suivant l'Eurocode 3

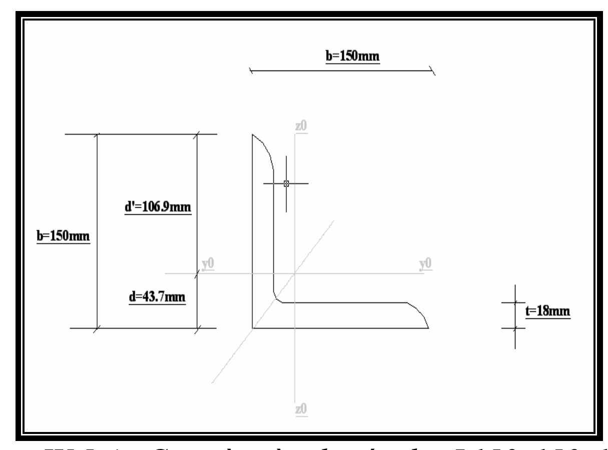


Figure IV.5.4 : Cornière à ailes égales L150x150x18.

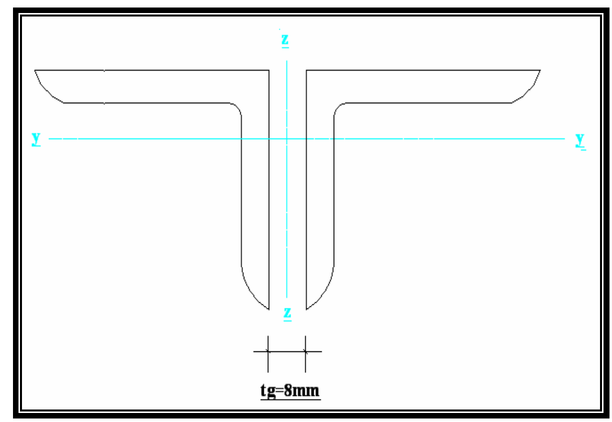


Figure IV.5.5 : Schéma de montage de la barre 16-h.

t_g est l'épaisseur de gousset utilisé comme attache pour le montage des barres. La détermination de cette épaisseur dépend des valeurs des efforts normaux dans les barres.

On adopte pour toutes les barres de la ferme une épaisseur de gousset t_g=8mm, vu que tous les efforts normaux sont inférieurs à 200kN.

De la même manière de calcul, toutes les barres de la membrure supérieure auront la même section 2L150x150x18, vu qu'elles ont les mêmes dimensions géométriques ainsi que des efforts normaux comparables.

IV.4.2. Dimensionnement de la membrure inférieure

Barre 14-g'

$N_{14\text{-}g'}$ =172.7 kN

- Longueur de flambement : $l_{f,y}=l_0$= 4 m
  $l_{f,z}=l_0$= 4 m

Selon l'EUROCODE 3, on détermine pour les barres tendues l'aire de la section nécessaire à partir de la condition $A^{néc} = \frac{N_{sd}}{R_y}\gamma_{M1}$

Avec $\gamma_{M1} = 1.1$ et $N_{sd}= N_{14\text{-}g'}$

$$A^{néc} = \frac{N_{14-g'} \times 1.1}{R_y} = \frac{172.7 \times 1.1}{23.5} = 8.08cm^2$$

On choisie la section appropriée $A_{cornière}$ correspondant à la condition $A_{cornière} > \frac{A^{néc}}{2}$ tout en se référant au catalogue des produits sidérurgiques des cornières à ailes égales.

$$\begin{cases} A=\frac{A^{néc}}{2} = 4.04\ cm^2 \Rightarrow \text{Soit } 2\ L45\times45\times5 \text{ ce qui correspond à } A_{cornière}=4.3cm^2 \\ i_{z_0} = i_{y_0} = 1.35\,cm \\ i_z = 2.15\,cm \end{cases}$$

- Vérification de la résistance et de la stabilité :

Il faut vérifier que : $N_R = \frac{A.\times R_y}{\gamma_{M1}} > N_{14-g'}$

$$N_R = \frac{8.6 \times 23.5}{1.1} = 183.72kN > N_{14-g'} = 172.5kN \rightarrow OK$$

- Vérification de la section choisie au flambement :

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{400}{2.15} = 186.04 \prec \lambda_{limite} = 400 \rightarrow Ok$$

$$\lambda_{.y} = \frac{l_{f,y}}{i_y} = \frac{400}{1.35} = 269 \prec \lambda_{limite} = 400 \rightarrow Ok$$

La barre 14-g' est de section **2×L45×45×5** suivant l'Eurocode 3

De la même manière de calcul, toutes les barres de la membrure inférieure auront la même section 2L45x45x5, vu qu'elles ont les mêmes dimensions géométriques ainsi que des efforts normaux comparables.

IV.4.3. Dimensionnement des diagonales comprimées

♦ Barre 1-2 :

$N_{1\text{-}2}$ =103 kN

Longueur de flambement : $l_{f,y}$=0.9l_0= 7.15 m
$l_{f,z}$=l_0= 8.94 m

Selon l'EUROCODE 3, on détermine l'aire de la section nécessaire à partir de la condition $A^{néc} = \frac{N_{sd}\gamma_{M_1}}{\chi \cdot f_y}$

Avec $\gamma_{M1} = 1.1$ et N_{sd}= $N_{1\text{-}2}$ et χ est fixé préalablement à 0.43

$$A^{néc} = \frac{N_{1-2} \times 1.1}{0.43 R_y} = \frac{103 \times 1.1}{0.43 \times 23.5} = 11.21 cm^2$$

On choisie la section appropriée $A_{cornière}$ qui correspond à la condition $A_{cornière} > \frac{A^{néc}}{2}$ tout en se référant au catalogue des produits sidérurgiques des cornières à ailes égales.

$$\begin{cases} A = \frac{A^{néc}}{2} = 5.61cm^2 \Rightarrow \text{Soit } 2\ L60\times60\times5 \text{ ce qui correspond à } A_{cornière}=5.82cm^2 \\ i_{z_0} = i_{y_0} = 1.82cm \\ i_z = 2.74cm \end{cases}$$

- Vérification de la section choisie au flambement :

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{894}{2.74} = 326.3 \succ \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Non$$

$$\lambda_{.y} = \frac{l_{f,y}}{i_y} = \frac{715}{1.82} = 392.9 \succ \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Non$$

On doit changer le profil choisit afin de vérifier les conditions de flambement pour les barres. On établit alors la nouvelle section en se basant sur l'élancement limite λ_{limite} imposé par les règles.

On cherche d'abord le rayon de giration nécessaire :

$$\begin{cases} i_{y,nécessaire} = \frac{l_{f,y}}{\lambda_{limite}} = \frac{715}{120} = 5.96cm \\ i_{z,nécessaire} = \frac{l_{f,z}}{\lambda_{limite}} = \frac{894}{120} = 7.45cm \end{cases}$$

D'après le catalogue des produits sidérurgiques des cornières à ailes égales, la section de la barre 1-2 est 2L200x200x20 qui correspond à

$$\begin{cases} A_{cornière}=76.35cm^2 > A_{cornière,\ nécessaire} \quad OK \\ i_{z_0} = i_{y_0} = 6.11cm \succ i_{y,nécessaire} \quad OK \\ i_z = 8.61cm \succ i_{z,nécessaire} \quad OK \end{cases}$$

- Vérification de la section choisie au flambement :

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{894}{8.61} = 103.8 \prec \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Ok$$

$$\lambda_{.y} = \frac{l_{f,y}}{i_y} = \frac{715}{6.11} = 117.02 \prec \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Ok$$

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_z, \lambda_y) = \lambda_y = 117.02$$

L'élancement réduit par rapport à l'axe (y-y) se détermine par : $\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{max}}{93.9\varepsilon}$; avec

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \rightarrow \bar{\lambda} = 1.246$$

Le coefficient de réduction pour le mode de flambement est déterminé par interpolation linéaire d'après les valeurs de la courbe « c » de flambement →

$$\chi_{min} = \chi_{\bar{\lambda}=1.2} - \left(\frac{\chi_{\bar{\lambda}=1.2} - \chi_{\bar{\lambda}=1.3}}{1.3-1.2}\right) \times (\bar{\lambda} - 1.2)$$

$$\chi_{min} = O.4338 - \left(\frac{0.4338 - 0.3888}{1.3-1.2}\right) \times (1.246 - 1.2) = 0.4131$$

- Vérification de la résistance au flambement de la barre :

Selon L'EUROCODE 3, si $\bar{\lambda} \succ 0.2$, pour assurer la résistance de la pièce comprimée, il faut satisfaire :

$$N_{1-2} \prec N_R = \chi_{min} \frac{A \times R_y}{\gamma_{M1}}$$ où N_R est la résistance de calcul au flambement simple

$$N_{1-2} = 103kN \prec N_R = \chi_{min} \frac{A \times R_y}{\gamma_{M1}} = 0.4131 \times \frac{152.7 \times 23.5}{1.1} = 1347.6kN \quad OK$$

La barre 1-2 est de section **2×L200×200×20** suivant l'Eurocode 3

De la même manière de calcul, toutes les diagonales comprimées auront la même section 2L200x200x20, vu qu'elles ont les mêmes dimensions géométriques ainsi que des efforts normaux comparables.

IV.4.4. Dimensionnement des diagonales tendues

Barre 29-30

N_{29-30}= 88.01 kN

- Longueur de flambement : $l_{f,y}=0.9l_0$= 7.15 m
  $l_{f,z}=l_0$= 8.94 m

Selon l'EUROCODE 3, on détermine pour les barres tendues l'aire de la section nécessaire à partir de la condition $A^{néc} = \frac{N_{sd}}{R_y}\gamma_{M1}$

Avec $\gamma_{M1} = 1.1$ et $N_{sd} = N_{29\text{-}30}$ et $A^{néc} = \frac{N_{29-30} \times 1.1}{R_y} = \frac{88.01 \times 1.1}{23.5} = 4.12 cm^2$

On choisie la section appropriée $A_{cornière}$ correspondant à la condition Acornière> $\frac{A^{néc}}{2}$ tout en se référant au catalogue des produits sidérurgiques des cornières à ailes égales.

$$\begin{cases} A = \frac{A^{néc}}{2} = 2.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 2\text{ L}70\times70\times5 \text{ ce qui correspond à } A_{cornière} = 6.84\text{cm}^2 \\ i_{z_0} = i_{y_0} = 2.14 cm \\ i_z = 3.16 cm \end{cases}$$

- Vérification de la résistance et de la stabilité :

Il faut vérifier que : $N_R = \frac{A. \times R_y}{\gamma_{M1}} > N_{29-30}$

$$N_R = \frac{13.68 \times 23.5}{1.1} = 292.25 kN > N_{29-30} = 88.01 kN \rightarrow OK$$

- Vérification de la section choisie au flambement

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{894}{3.16} = 282.9 \prec \lambda_{limite} = 400 \rightarrow Ok$$

$$\lambda_{.y} = \frac{l_{f,y}}{i_y} = \frac{715}{2.14} = 334.11 \prec \lambda_{limite} = 400 \rightarrow Ok$$

La barre 29-30 est de section **2×L70×70×5** suivant l'Eurocode 3

De la même manière de calcul, toutes les diagonales tendues auront la même section 2L70x70x5, vu qu'elles ont les mêmes dimensions géométriques ainsi que des efforts normaux comparables.

IV.4.5. Dimensionnement des montants comprimés

- Barre 30-31 :

$N_{30\text{-}31}$ =22.22 kN

- Longueur de flambement : $l_{f,y} = 0.8 l_0 = 6.4$ m
  $l_{f,z} = l_0 = 8$ m

Selon l'EUROCODE 3, on détermine l'aire de la section nécessaire à partir de la condition $A^{néc} = \frac{N_{sd}\gamma_{M_1}}{\chi . R_y}$

Avec $\gamma_{M1} = 1.1$ et $N_{sd} = N_{30\text{-}31}$ et χ est fixé préalablement à 0.43

$$A^{néc} = \frac{N_{30-31} \times 1.1}{0.43 R_y} = \frac{22.22 \times 1.1}{0.43 \times 23.5} = 2 cm^2$$

On choisie la section appropriée Acornière qui correspond à la condition Acornière> $\frac{A^{néc}}{2}$ tout en se référant au catalogue des produits sidérurgiques des cornières à ailes égales.

$$\begin{cases} A = \frac{A^{néc}}{2} = 1\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 2\text{ L}45\times45\times5 \text{ ce qui correspond à } A_{cornière} = 5.82\text{cm}^2 \\ i_{z_0} = i_{y_0} = 1.35 cm \\ i_z = 2.15 cm \end{cases}$$

- Vérification de la section choisie au flambement

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{800}{2.15} = 372.9 \succ \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Non$$

$$\lambda_{.y} = \frac{l_{f,y}}{i_y} = \frac{640}{1.35} = 474.07 \succ \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Non$$

On doit changer le profil choisit afin de vérifier les conditions de flambement pour les barres. On établit alors la nouvelle section en se basant sur l'élancement limite λ_{limite} imposé par les règles.

On cherche d'abord le rayon de giration nécessaire :

$$\begin{cases} i_{y,nécessaire} = \dfrac{l_{f,y}}{\lambda_{limite}} = \dfrac{640}{120} = 5.33cm \\ i_{z,nécessaire} = \dfrac{l_{f,z}}{\lambda_{limite}} = \dfrac{800}{120} = 6.66cm \end{cases}$$

D'après le catalogue des produits sidérurgiques des cornières à ailes égales, la section de la barre 30-31 est 2L200x200x20 qui correspond à

$$\begin{cases} A_{cornière} = 76.35cm^2 > A_{cornière,\ nécessaire} & OK \\ i_{z_0} = i_{y_0} = 6.11cm \succ i_{y,nécessaire} & OK \\ i_z = 8.61cm \succ i_{z,nécessaire} & OK \end{cases}$$

- Vérification de la section choisie au flambement

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{800}{8.61} = 92.91 \prec \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Ok$$

$$\lambda_{.y} = \frac{l_{f,y}}{i_y} = \frac{640}{6.11} = 104.75 \prec \lambda_{limite} = 120 \rightarrow Ok$$

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_z, \lambda_y) = \lambda_y = 104.75$$

L'élancement réduit par rapport à l'axe (y-y) se détermine par : $\bar{\lambda} = \dfrac{\lambda_{max}}{93.9\varepsilon}$; avec

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \rightarrow \bar{\lambda} = 1.1155$$

Le coefficient de réduction pour le mode de flambement est déterminé par interpolation linéaire d'après les valeurs de la courbe « c » de flambement $\rightarrow$

$$\chi_{min} = \chi_{\bar{\lambda}=1.1} - (\frac{\chi_{\bar{\lambda}=1.1} - \chi_{\bar{\lambda}=1.2}}{1.2-1.1}) \times (\bar{\lambda} - 1.1)$$

$$\chi_{min} = O.4842 - (\frac{0.4842 - 0.4338}{1.2-1.1}) \times (1.1155 - 1.1) = 0.4764$$

- Vérification de la résistance au flambement de la barre :

Selon L'EUROCODE 3, si $\bar{\lambda} \succ 0.2$, pour assurer la résistance de la pièce comprimée, il faut satisfaire :

$N_{30-31} \prec N_R = \chi_{min} \dfrac{A \times R_y}{\gamma_{M1}}$ où N_R est la résistance de calcul au flambement simple

$$N_{1-2} = 22.22kN \prec N_R = \chi_{min} \frac{A \times R_y}{\gamma_{M1}} = 0.4764 \times \frac{152.7 \times 23.5}{1.1} = 1554.12kN \qquad OK$$

La barre 30-31 est de section **2×L200×200×20** suivant l'Eurocode 3

De la même manière de calcul, tous les montants comprimés auront la même section 2L200x200x20, vu qu'elles ont les mêmes dimensions géométriques ainsi que des efforts normaux comparables.

IV.4.6. Dimensionnement des montants tendus

Barre 2-3

N_{2-3}= 22 kN

- Longueur de flambement : $l_{f,y}=0.8l_0=6.4$ m
  $l_{f,z}=l_0=8$ m

Selon l'EUROCODE 3, on détermine pour les barres tendues l'aire de la section nécessaire à partir de la condition $A^{néc}=\frac{N_{sd}}{R_y}\gamma_{M1}$

Avec $\gamma_{M1}=1.1$ et $N_{sd}=N_{2-3}$

$$A^{néc}=\frac{N_{2-3}\times 1.1}{R_y}=\frac{22\times 1.1}{23.5}=1.03cm^2$$

On choisie la section appropriée $A_{cornière}$ correspondant à la condition $A_{cornière}>\frac{A^{néc}}{2}$ tout en se référant au catalogue des produits sidérurgiques des cornières à ailes égales.

$$\begin{cases} A=\frac{A^{néc}}{2}=0.5\text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 2\text{ L}60\times60\times8 \text{ ce qui correspond à } A_{cornière}=9.03\text{cm}^2 \\ i_{z_0}=i_{y_0}=1.8cm \\ i_z=2.82\,cm \end{cases}$$

- Vérification de la résistance et de la stabilité :

Il faut vérifier que : $N_R=\frac{A.\times R_y}{\gamma_{M1}}>N_{2-3}$

$$N_R=\frac{18.06\times 23.5}{1.1}=385.83kN>N_{2-3}=22kN\rightarrow OK$$

- Vérification de la section choisie au flambement

$$\lambda_z=\frac{l_{f,z}}{i_z}=\frac{800}{2.82}=283.68\prec\lambda_{limite}=400\rightarrow Ok$$

$$\lambda_{.y}=\frac{l_{f,y}}{i_y}=\frac{640}{1.8}=355.55\prec\lambda_{limite}=400\rightarrow Ok$$

La barre 2-3 est de section **2×L60×60×8** suivant l'Eurocode 3

De la même manière de calcul, tous les montants tendus auront la même section 2L60x60x8, vu qu'elles ont les mêmes dimensions géométriques ainsi que des efforts normaux comparables.

CALCULS SELON L'EUROCODE 3								
Dénomination des barres	Section droite		Longueur de flambement		Rayon de giration		Elancement	
	Composition (mm)	Aire (cm^2)	lf,z(m)	Lf,y(m)	i_z(cm)	i_y(cm)	λ_z	λ_y
Toutes les barres de la membrure supérieure	2L150×150×18	102.06	4	3.6	6.58	4.54	60.8	79.3
Toutes les barres de la membrure inférieure	2L45×45×5	8.6	4	4	2.15	1.35	186.05	296.3
Toutes les diagonales comprimées	2L200×200×20	152.7	8.94	7.15	8.61	6.11	103.8	117.02
Toutes les diagonales tendues	2L70×70×5	13.68	8.94	7.15	3.16	2.14	282.9	334.11
Tous les montants comprimés	2L200×200×20	152.7	8	6.4	8.61	6.11	92.92	104.75
Tous les montants tendus	2L60×60×8	18.06	8	6.4	2.82	1.8	283.68	355.55

Tableau IV.5. 1 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des barres.

IV.5. Calcul des nœuds de la ferme

➢ Pour les nœuds courants de la ferme dont les goussets ne servent qu'à unir les barres entre elles, on vérifie par le calcul :

- Les cordons d'attache des barres aux goussets.
- La résistance des éléments dans les nœuds.

➢ Pour les nœuds particuliers (nœuds d'appuis, jonctions de montage), on calcule la résistance des éléments supplémentaires qui assurent la jonction ; les couvres joints, les soudures à exécuter sur chantier etc. …

Les nœuds sont nommés comme le montre le schéma suivant :

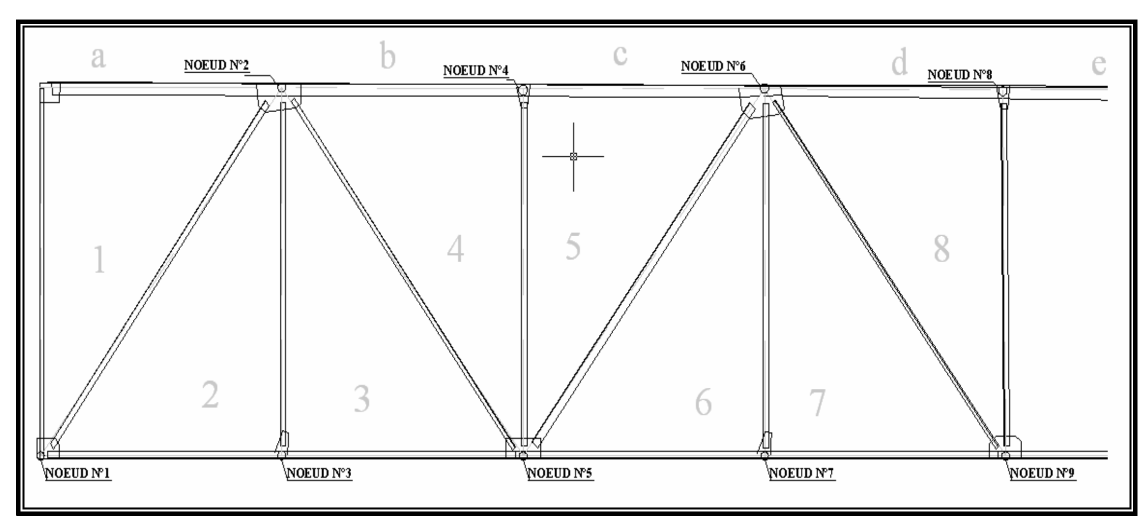


Figure IV.5.6 : Schéma des nœuds.

IV.5.1. Exemple de calcul des nœuds : nœud 2

a- Caractéristiques de l'acier

R_y=23.5 kN / cm^2

R_u=36 kN /cm

γ_{MW}=1.25

β_W=0.8

$\gamma_{MW}\times\beta_W$=1

❖ ***Pour la membrure (1-a)*** *:* cornière 2L 150×150×18

• Cordon du talon :

$$l_c^t \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{1-a} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{b-d}{b}$$

Avec a_c =0.7 t et t = 18 mm donc a_c =0.7 x 1.8 = 1.26 cm

$$l_c^t \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{1-a} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{b-d}{b} = 1 \times \frac{8.868 \times \sqrt{3}}{2 \times 1.26 \times 36} \times \frac{15-4.37}{15} = 1.2\,mm \prec 40\,mm$$

On prend $l_c^t = 5\,cm$

• Cordon de l'aile :

$$l_c^a \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{1-a} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{d}{b} = 1 \times \frac{8.868 \times \sqrt{3}}{2 \times 1.26 \times 36} \times \frac{4.37}{15} = 0.05\,mm \prec 40\,mm$$

On prend $l_c^a = 5cm$

❖ ***Pour la membrure (4-b)*** *:* cornière 2L 150×150×18

• Cordon du talon :

$$l_c^t \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{4-b} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{b-d}{b}$$

Avec a_c =0.7 t et t = 18 mm donc a_c =0.7 x 1.8 = 1.26 cm

$$l_c^t \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{4-b} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{b-d}{b} = 1 \times \frac{88.34 \times \sqrt{3}}{2 \times 1.26 \times 36} \times \frac{15 - 4.37}{15} = 12\ mm \prec 40\ mm$$

On prend $l_c^t = 5\,cm$

- Cordon de l'aile :

$$l_c^a \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{4-b} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{d}{b} = 1 \times \frac{88.34 \times \sqrt{3}}{2 \times 1.26 \times 36} \times \frac{4.37}{15} = 0.5\,mm \prec 40\ mm$$

On prend $l_c^a = 5cm$

- ***Attache de la barre 1-2 sur le gousset***

N_{1-2} = 103 kN
Cornière 2L 200×200×20
$a_{c\,=}$ 0.7 t et t = 20 mm donc a_c =0.7 x 2 = 1.4 cm

- Cordon du talon :

$$l_c^t \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{1-2} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{b-d}{b} = 1 \times \frac{103 \times \sqrt{3}}{2 \times 1.4 \times 36} \times \frac{20 - 5.68}{20} = 12.7\,mm \prec 40\ mm$$

On prend $l_c^t = 4a_c = 56cm$

- Cordon de l'aile :

$$l_c^a \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{1-2} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{d}{b} = 1 \times \frac{103 \times \sqrt{3}}{2 \times 1.4 \times 36} \times \frac{5.68}{20} = 5\,mm \prec 40\ mm$$

On prend $l_c^a = 4a_c = 5.6cm$

- ***Attache de la barre 2-3 sur le gousset***

N_{2-3} = 10.8 kN
Cornière 2L 200×200×20
$a_{c\,=}$ 0.7 t et t = 20 mm donc a_c =0.7 x 2 = 1.4 cm

- Cordon du talon :

$$l_c^t \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{2-3} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{b-d}{b} = 1 \times \frac{10.8 \times \sqrt{3}}{2 \times 1.4 \times 36} \times \frac{20 - 5.68}{20} = 1.3\,mm \prec 40\ mm$$

On prend $l_c^t = 4a_c = 56cm$

- Cordon de l'aile :

$$l_c^a \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{2-3} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{d}{b} = 1 \times \frac{10.8 \times \sqrt{3}}{2 \times 1.4 \times 36} \times \frac{5.68}{20} = 0.5\,mm \prec 40\ mm$$

On prend $l_c^a = 4a_c = 5.6cm$

- ***Attache de la barre 3-4 sur le gousset***

N_{3-4} = 68.74 kN
Cornière 2L 200×200×20

$a_c = 0.7$ t et t = 20 mm donc $a_c = 0.7 \times 2 = 1.4$ cm

- Cordon du talon :

$$l_c^t \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{3-4} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{b-d}{b} = 1 \times \frac{68.74 \times \sqrt{3}}{2 \times 1.4 \times 36} \times \frac{20 - 5.68}{20} = 30.23\ mm \prec 40\ mm$$

On prend $l_c^t = 4a_c = 56cm$

- Cordon de l'aile :

$$l_c^a \geq \beta_w \times \gamma_w \times \frac{N_{3-4} \times \sqrt{3}}{2 \times a_c \times R_u} \times \frac{d}{b} = 1 \times \frac{68.74 \times \sqrt{3}}{2 \times 1.4 \times 36} \times \frac{5.68}{20} = 11.1mm \prec 40\ mm$$

ON PREND $l_c^a = 4a_c = 5.6cm$

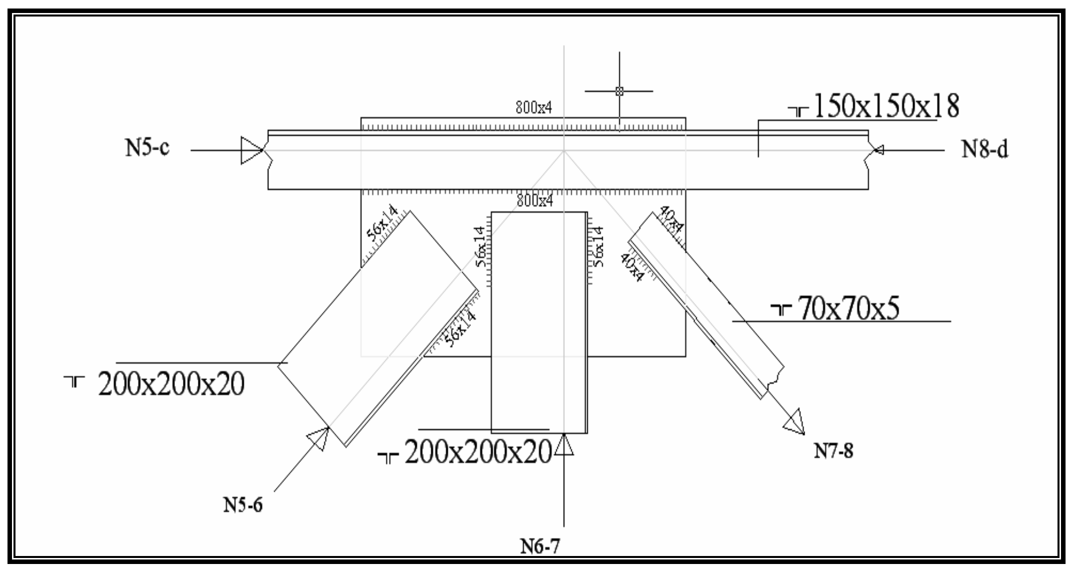


Figure IV.5.7 : Schéma constructif du nœud 2.

De la même manière, on calcule les autres nœuds de la ferme. On représente ci-dessous leurs schémas constructifs.

Pour la membrure inférieure:

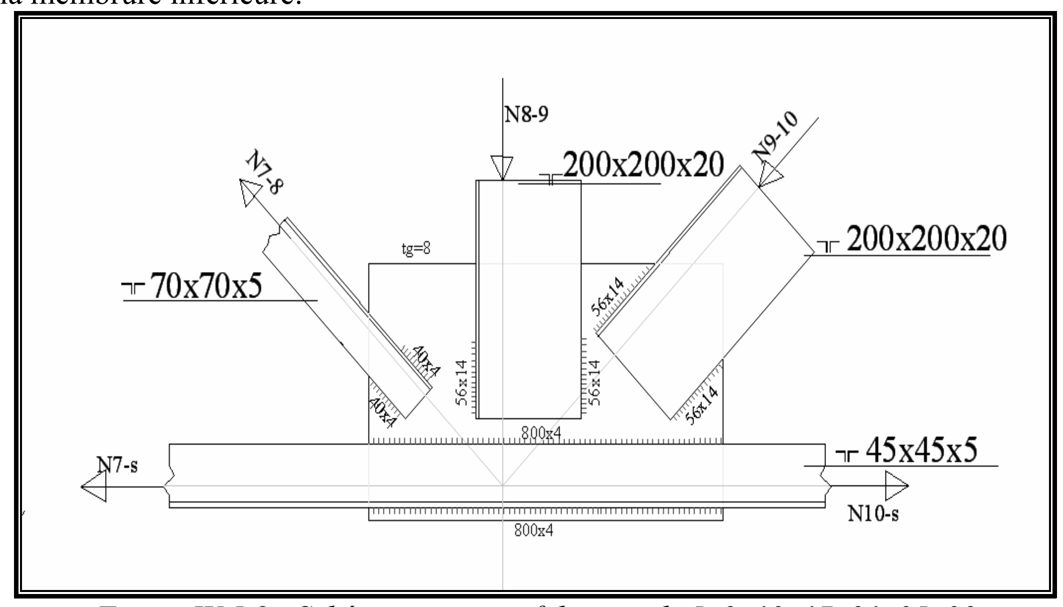


Figure IV.5.8 : Schéma constructif des nœuds 5, 9, 13, 17, 21, 25, 29

de la membrure inférieure.

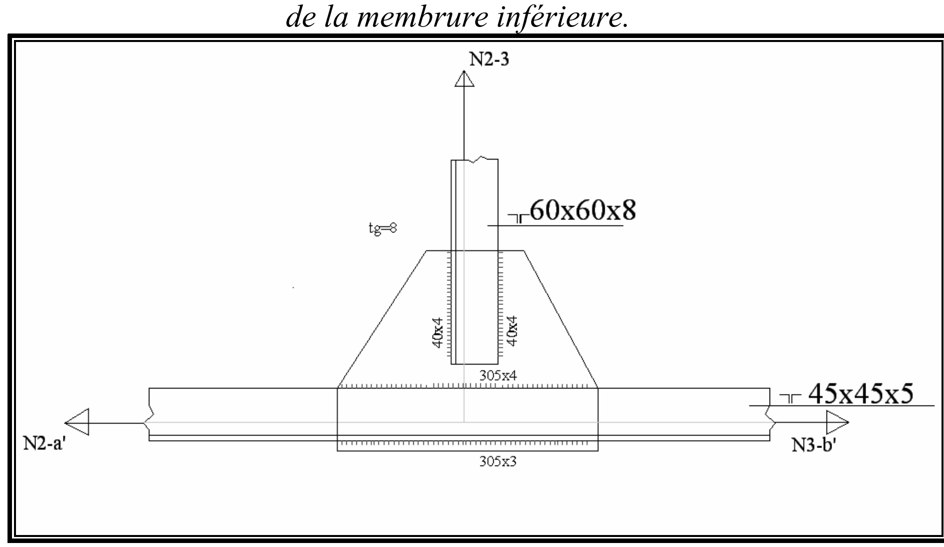


Figure IV.5.9 : Schéma constructif des nœuds 3, 7, 11, 15, 19, 23, 27, 31 de la membrure inférieure.

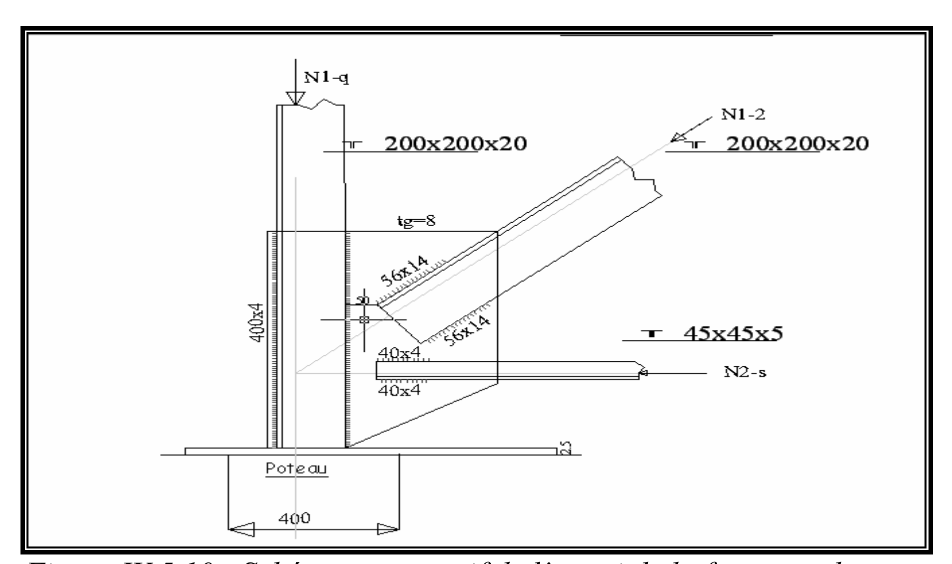


Figure IV.5.10 : Schéma constructif de l'appui de la ferme sur le poteau.

Pour la membrure supérieure :

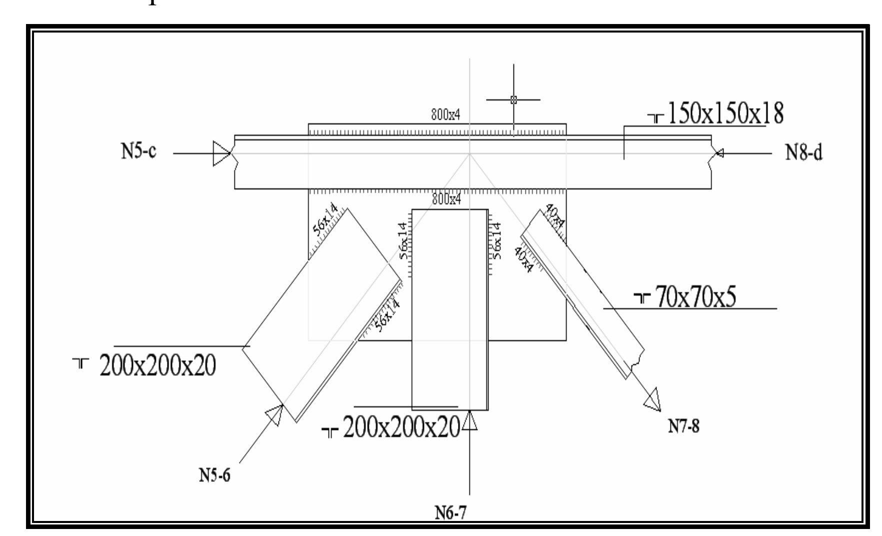


Figure IV.5.11 : Schéma constructif des nœuds2, 6, 10, 14, 18, 22, 26, 30

de la membrure supérieure.

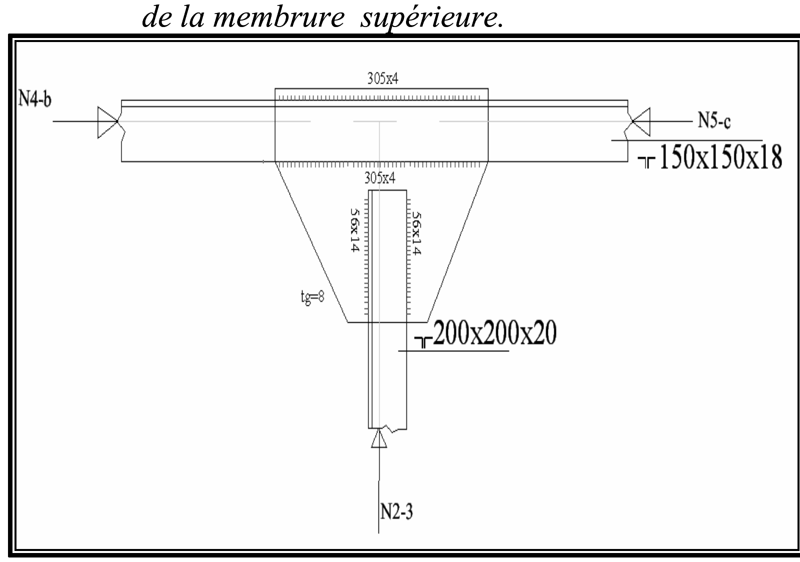


Figure IV.5.12 : Schéma constructif des nœuds4, 8,12, 16, 20, 24, 28, de la membrure supérieure.

V- Calcul des poteaux du portique

Les poteaux sont des pièces, généralement verticales, chargées de façon à reporter sur les fondations les charges verticales et horizontales qui sont appliquées sur le bâtiment : poids propre de la couverture et de l'ossature métallique, poussées horizontales du vent, etc.

En principe, suivant l'application des charges, on distingue les poteaux à compression centrée et excentrée. Les premiers sont soumis au moins à des charges verticales, dont la résultante agit suivant son axe. Les seconds sont sollicités à la flexion et à la compression simple.

Un poteau comporte une tête servant d'appui à la construction supérieure et conçue pour répartir la charge suivant la section du fût ; une base (pied), qui se repose sur le massif en béton par l'intermédiaire d'une platine en tôle soudée sur le poteau ; entre la tête et la base, le poteau comporte le fût qui est un élément à âme pleine.

V.1. Détermination de la longueur de flambement du poteau du portique

La longueur de flambement des poteaux d'ossature de bâtiment peut être définie par la formule :

$l_f = \mu \, l_0$ où μ est le coefficient de réduction de longueur de flambement et se détermine soit par les abaques de l'Eurocode 3, soit par les formules utilisées après.

La longueur de flambement des poteaux à section constante dans le plan du portique se détermine pour le mode d'instabilité à nœuds déplaçables par :

$$\mu = \sqrt{\frac{1 - 0.2 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1 \times \eta_2}{1 - 0.8 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.6\eta_1 \times \eta_2}}$$

où η_1 et η_2 sont des facteurs de distribution de rigidité respectivement en tête (nœud supérieur) et au pied (nœud inférieur) du poteau déterminés par les formules :

$$\begin{cases} \eta_1 = \dfrac{k_{poteau}}{k_{poteau} + k_{poutre}} \\ \eta_2 = \dfrac{k_{poteau}}{k_{poteau}} = 1 \end{cases}$$

Où $k_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{l_{poteau}}$ est la rigidité relative du poteau, I_{poteau} est le moment d'inertie de la section transversale du poteau et l_{poteau} est la longueur réelle du poteau.

$k_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{l_{poutre}}$ est la rigidité relative de la poutre aboutissant au nœud supérieure du poteau, I_{poutre} est le moment d'inertie de la section transversale du poteau et l_{poutre} est la longueur réelle de la poutre.

Données

$M_{\text{pied du poteau}}$ = - 103.2 kNm
$M_{\text{tête du poteau}}$ = - 153.1 kNm
N= 90.68 Kn
H=15.5m

La longueur de flambement suivant le plan (z-z) est : $l_{f,z}$ =H = 15.5m

La longueur de flambement suivant le plan (y-y) est : lf,y =µH

$$\begin{cases} \mu = \sqrt{\dfrac{1-0.2\times(\eta_1+\eta_2)-0.12\eta_1\times\eta_2}{1-0.8\times(\eta_1+\eta_2)+0.6\eta_1\times\eta_2}} \\ \eta_2 = \dfrac{k_{poteau}}{k_{poteau}} = 1 \\ \eta_1 = \dfrac{k_{poteau}}{k_{poteau}+k_{poutre}} = \dfrac{\frac{I_{poteau}}{15.5}}{\frac{I_{poteau}}{15.5}+\frac{I_{poutre}}{64}} = \dfrac{\frac{I_{poteau}}{15.5}}{\frac{I_{poteau}}{155}+4\times\frac{I_{poteau}}{64}} = \dfrac{1}{1+4\times\frac{15.5}{64}} = 0.508 \end{cases}$$

D'où $\mu = 2.545 \prec 3$ OK

Ainsi $l_{f,y}$ =µH=2.545x15.5= 39.45 m

V.2. Détermination de la section du poteau

Les poteaux les plus simples sont constitués par une poutrelle de type **IPN**, **IPE**, **HEB**, **HEA.**

L'inconvénient des **IPN** ou **IPE,** dans leur emploi comme poteaux, c'est que, par rapport à l'un des deux axes de symétrie, ils ne jouissent que d'un faible moment d'inertie, ce qui les rend impropres au travail à la compression à cause du flambement.

La section la plus rationnelle pour les poteaux pleins à compression excentrée. Les sections en **H** formées de trois éléments peuvent être confectionnées par soudage automatique ; toutes les surfaces étant facilement accessibles, les attaches peuvent être réalisées sans difficulté.

On calcul l'aire nécessaire de la section du poteau par la formule :

$$A^{néc} = \frac{N_{sd}\gamma_{M_1}}{R_y}(1.25+2.5\times\frac{e}{h}) \quad \text{avec}$$

$$e = \frac{M_{têtedupoteau}}{N} = \frac{153.1}{90.68} = 1.688m$$

$$h = \frac{H}{15} = \frac{1550}{15} = 103.33cm = 1.033m$$

On trouve $A^{néc} = \frac{N_{sd}\gamma_{M_1}}{R_y}(1.25+2.5\times\frac{e}{h}) = \frac{1.1\times 90.68}{23.5}\times(1.25+2.5\times\frac{1.688}{1.033}) = 22.65cm^2$

Connaissant $A^{néc}$, on cherche un profilé laminé convenable dans le catalogue des profilés.

On adopte suivant les conditions de l'élancement, le profil HEB 400 de caractéristiques :

$$\begin{cases} A = 197.8 cm^2 \\ i_y = 17.1 cm \\ i_z = 7.4 cm \\ S_y = 1620\ cm^3 \\ W_{pl,y} = 2 \times S_y = 2 \times 1620\ cm^3 = 3240\ cm^3 \\ W_y = 2880\ cm^3 \end{cases}$$

- Vérification de la section choisie au flambement

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{f,z}}{93.9 \times i_z} = \frac{1550}{93.9 \times 7.4} = 2.2306$$

$$\bar{\lambda}_{.y} = \frac{l_{f,y}}{93.9 \times i_y} = \frac{3945}{93..9 \times 17.1} = 2.4569$$

Le coefficient de réduction pour le mode de flambement est déterminé par interpolation linéaire d'après les valeurs de la courbe « b » de flambement →

$$\chi_{\min} = \chi_y = \chi_{\bar{\lambda}=2.4} - (\frac{\chi_{\bar{\lambda}=2.4} - \chi_{\bar{\lambda}=2.5}}{2.5 - 2.4}) \times (\bar{\lambda} - 2.4)$$

$$\chi_{\min} = 0.1506 - (\frac{0.1506 - 0.1397}{2.5 - 2.4}) \times (2.4569 - 2.4) = 0.1444$$

- Vérification de la résistance et de la stabilité

Il faut vérifier que : $\gamma_{M1}(\frac{N}{\chi_{\min} \times A \times R_Y} + k_y \frac{M_y}{W_{pl,y} \times R_y}) \leq 1$

Détermination de k_y :

$$k_y = 1 - (\frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A \times R_y}) \text{ avec } k_y = \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_y}{W_{pl,y}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$\begin{cases} \beta_{My} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{MQ} - \beta_{M\psi}) \\ \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi \end{cases}$$

Ce sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$$\psi = \frac{M_{pied}}{M_{tête}}$$

$\Delta M = |M_{pied}| + |M_{tête}|$; pour le diagramme de moment avec changement de signe.

$M_Q = \frac{q_v \times H}{2} + \frac{q_v \times H^2}{8} + \frac{M_{tête} - M_{pied}}{H} \times \frac{H}{2}$; moment dû aux charges transversales seulement.

On trouve ainsi $\psi = -0.674$; $\beta_{M\psi} = 2.2718$; $\Delta M = 256.3kNm$; $M_Q = 154.6kNm$;
$\beta_{My} = 1.6856$

$\mu_y = -1.4338 \leq 0.9$ OK

$k_y = 1.1937 \leq 1.5$ OK

La vérification de la résistance est assurée car

$$1.1(\frac{90.68}{0.1444 \times 197.8 \times 23.5} + 1.1937\frac{15310}{3240 \times 23.5}) = 0.4126 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Les poteaux du portique sont de section **HEB 400** suivant l'Eurocode 3

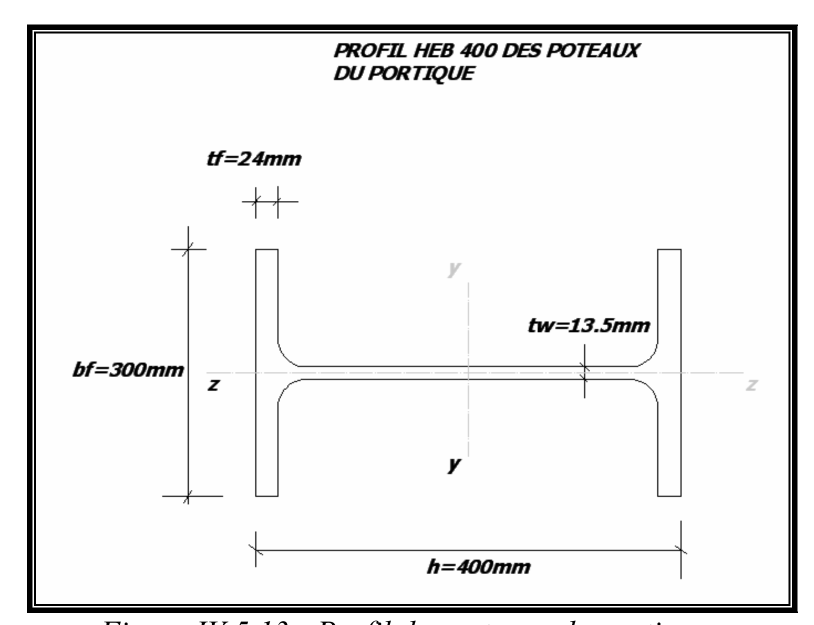


Figure IV.5.13 : Profil des poteaux du portique.

V.3. Calcul des éléments de la base du poteau

La base du poteau, élargie à l'aide des traverses et des goussets, doit répartir la pression du fût sur la fondation par l'intermédiaire d'une plaque d'assise (ou encore platine), et assurer la liaison entre le poteau et le massif de la fondation conformément au schéma de calcul (pied articulés ou encastrés).

Pour la fixation de la position prévue du poteau au cours de montage et pour assurer l'assemblage correspondant, les poteaux métalliques sont généralement ancrés dans leurs massifs par des boulons de scellement.

Le nombre, le diamètre et la longueur de ces boulons varient suivant l'importance des efforts qui s'exercent sur les poteaux et le type d'assemblage.

Par le calcul d'une base, on dimensionne la platine et les autres éléments (y compris les boulons d'ancrages, les traverses et les goussets)

V.3.1. Calcul de la plaque d'assise

Au début de l'étude du pied, on se donne tout d'abord la larguer b_0 de la plaque en se basant sur les dimensions du poteau et les dispositions constructives. La longueur a_0 de la platine est choisie de telle façon que la contrainte maximale σ_{max} dans la fondation au bord de la platine ne dépasse pas la résistance admissible du matériau de fondation à la compression f_b, donnée par $f_b = 1kNcm^{-2}$.

Donc on doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A_{platine}} + \frac{M}{W_{platine}} = \frac{N}{a_0 \times b_0} + \frac{6M}{a_0^{\ 2} \times b_0} \leq f_b$$

De cette équation, on déduit a_0

$$a_0 = \frac{N}{2b_0 \times f_b} + \sqrt{((\frac{N}{2b_0 \times f_b})^2 + \frac{6M}{b_0 \times f_b})}$$

La largeur b_0 est déterminé par :

$b_0 = b_f + 2e_1$ avec b_f = 300 mm (largeur de la section du poteau) et e_1= 100 mm (valeur minimale)

Ainsi les dimensions de la platine sont $b_0 = 500mm$ et $a_0 = 361mm$; on adopte $a_0 = 800mm$

Après avoir adopté ces dimensions, on précise la contrainte maximale réelle dans la fondation, et ensuite, on passe à la détermination de l'épaisseur à donner à la platine

$$\sigma_{max} = \frac{N}{a_0 \times b_0} + \frac{6M}{a_0 \times b_0^{\ 2}} = \frac{90.68}{80 \times 50} + \frac{6 \times 10310}{80^2 \times 50} = 0.216 kNcm^{-2} \leq f_b \text{ OK}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{a_0 \times b_0} - \frac{6M}{a_0 \times b_0^{\ 2}} = \frac{90.68}{80 \times 50} - \frac{6 \times 10310}{80^2 \times 50} = 0.17063 kNcm^{-2} \leq f_b \text{ OK}$$

L'épaisseur nécessaire de la plaque est $t_{platine} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y}}$ avec M_{max} est déterminé en supposant que la charge exercée sur chaque portion de la platine est répartie uniformément et de valeur égale à la contrainte maximale.

En fait, par les traverses et les goussets verticaux, la platine est démembrée en plaques (ou en portions). Chaque portion est sollicitée en flexion par une charge uniformément répartie.

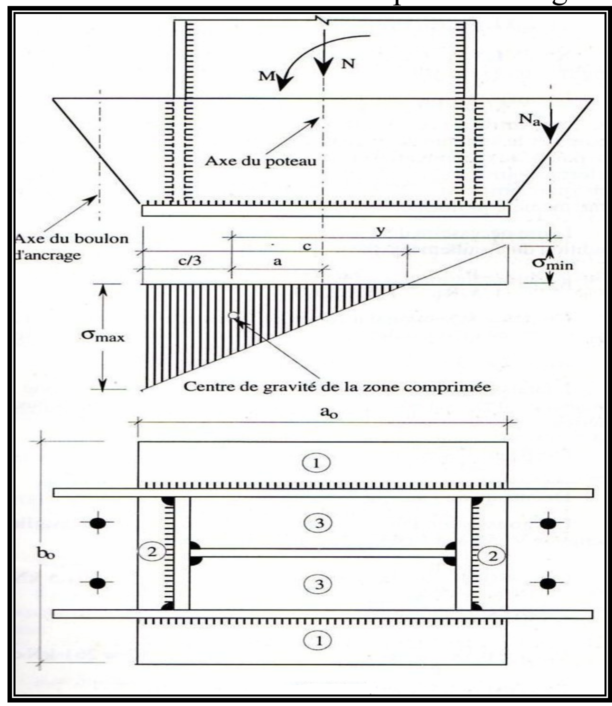


Figure IV.5.14 : Schéma de la plaque d'assise et les différentes portions.

Portion 1 : fonctionne et se calcule comme une console de longueur e_1, en isolant une bande de largeur 1 cm et en cherchant le moment dans la section par la formule :

$$M_1 = \frac{\sigma_{max} \times e_1^2}{2} = \frac{0.216 \times 10^2}{2} = 10.8 kNcm$$

Portion 2 : se comporte comme une plaque appuyée sur trois bords. La section la plus dangereuse d'une telle plaque passe par le milieu de son bord libre. La valeur du moment fléchissant dans cette section se définit par la méthode élaborée par l'académicien V.Galerkin:

$M_2 = \alpha \times \sigma_{max} \times b_f^2$ où b_f est la longueur du bord libre de la portion (largeur de la section du poteau)

α est un coefficient tiré d'un tableau en fonction du rapport e_2/b_f avec e_2 est la longueur de la portion 2.

$$e_2 = \frac{a_0 - h}{2} = \frac{80 - 40}{2} = 20cm$$

$\frac{e_2}{b_f} = \frac{20}{30} = 0.666 \Rightarrow$ par interpolation linéaire on trouve α=0.08324

Ainsi $M_2 = 0.08324 \times 0.216 \times 30^2 = 16.18 kNcm$

Portion 3 : le moment pour cette portion se calcule comme pour une poutre simple de portée e_3

$M_3 = \frac{\sigma_{max} \times e_3^2}{8}$ avec $e_3 = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{30 - 1.35}{2} = 14.325cm$

Ainsi $M_3 = 5.541 kNcm$

Le moment maximal exercé sur la platine est :

$$M_{max} = \max(M_1, M_2, M_3) = M_2 = 16.18 kNcm$$

L'épaisseur de la platine est calculée par la formule indiquée ci-dessus, et on trouve t_{pl}=2.13 cm.

On adopte t_{pl}=2.5 cm.

V.3.2. Calcul des boulons d'ancrage

Au calcul des boulons d'ancrage, on admet qu'ils supportent entièrement la force N_a définie par la zone tendue de l'épure des contraintes.

La valeur de l'effort total de traction N_b sur les boulons d'ancrage contre un bord de la platine peut être cherchée à partir de l'équation d'équilibre des efforts par rapport au centre de gravité de la partie comprimée de l'épure des contraintes dans la fondation.

$$N_b = \frac{M - a \times N}{y}$$

$a = \frac{a_0}{2} - \frac{c}{3}$ avec $c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times a_0$

Et $y = a_0 - (e_5 + \frac{c}{3})$ avec $e_5 = 10cm$

On trouve ainsi : $c = 44.64cm$; $a = 25.12cm$; $y = 55.12cm$ et

$$N_b = \frac{10310 - 25.12 \times 90.68}{55.12} = 145.72 kN$$

L'aire nécessaire de la section des boulons à traction est :

$\sum A_b^{néc} = \gamma_{Mb} \times \frac{N_b}{0.9 \times R_u}$ avec $\gamma_{Mb} = 1.25$ et R_u est la limite de rupture de la nuance d'acier de boulon.

On se fixe la classe des boulons avec $R_u = 40kNcm^{-2}$. L'aire nécessaire de la section des boulons est ainsi $\sum A_b^{néc} = 1.25 \times \frac{145.72}{0.9 \times 40} = 5.06cm^2 \Rightarrow$ soit deux boulons de diamètre d=2cm

$\sum A_b^{réelle} = 2 \times 3.13 = 6.28cm^2 \geq 5.06cm^2$ OK

La plaque d'ancrage se comporte comme une poutre sur deux appuis soumise à une charge concentrée au niveau des boulons. La valeur de cette charge concentrée sera :

$$N_a' = \frac{N_b}{2} = \frac{145.72}{2} = 72.86kN$$

Le moment maximal dans la plaque d'ancrage dû aux efforts dans les boulons :

$$M_a' = N_a' \times z = 582.88kNcm$$

On prend une plaque d'ancrage de dimensions 30x250mm avec 30 est le trou de boulon de 20mm

<u>Vérification des boulons :</u>

On doit vérifier que $M_a' \leq M_{a,R}'$

$$M_{a,R}' = W_{pl,a} \times \frac{R_y}{\gamma_{M0}} = \frac{b \times t^2}{6} \times \frac{R_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(25-3) \times 3^2}{6} \times \frac{23.5}{1} = 775.5kNcm \geq M_a' = 582.88kNcm$$

OK

[9,12]

IV.6 : Dimensionnement des escaliers

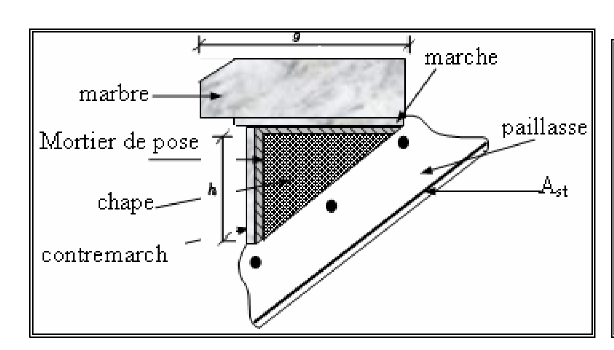
I- Introduction

Les escaliers sont des éléments de la structure qui permettent de franchir les niveaux.
Un escalier est composé d'un certain nombre de marches
La conception de l'escalier est déterminée par la formule de BLONDEL :

g + 2 . h =m =0,64m

Pour les différents types d'escaliers on considère les paramètres suivants :

h : hauteur de la contre marche, comprise entre 0.13 et 0.17m.
g : largeur de la marche, comprise entre 0.26 et 0.36m.
α : Inclinaison de la volée, $\alpha = arctg\left(\frac{h}{g}\right)$.
H : hauteur de la volée.
L : longueur projetée de la volée.
e : épaisseur de dalle (paillasse ou palier).



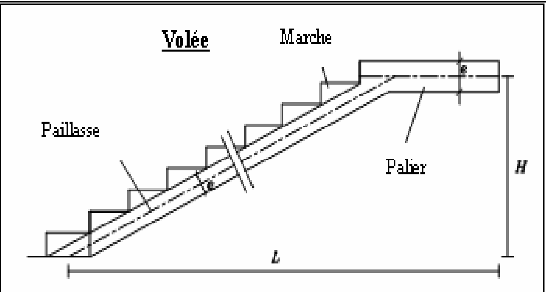
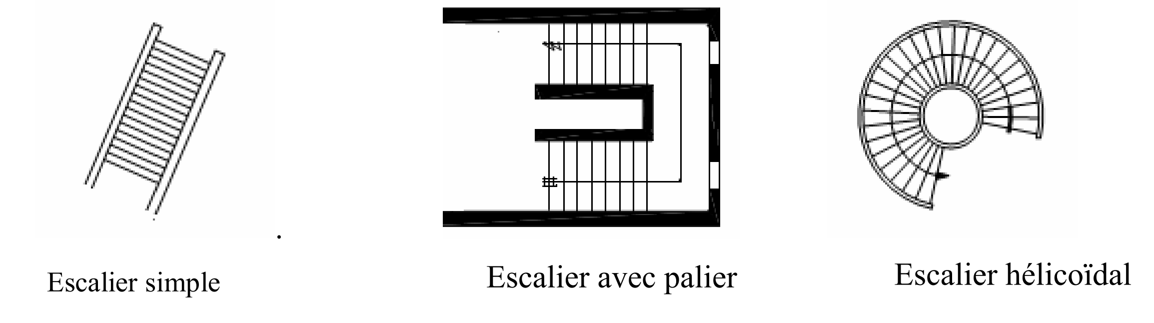


Figure IV.6.1: Caractéristiques géométriques d'un escalier.

Comme tout grand projet, on trouve une diversité au niveau des escaliers qui se diffèrent par leur architecture et leur géométrie. Les trois types d'escaliers suivants sont conçus dans le présent projet :



Escalier simple Escalier avec palier Escalier hélicoïdal

Figure IV.6.2 : Types d'escaliers à étudier.

II- Escalier type1

Cet escalier se trouve dans le bloc L dont les caractéristiques cités si dessous.

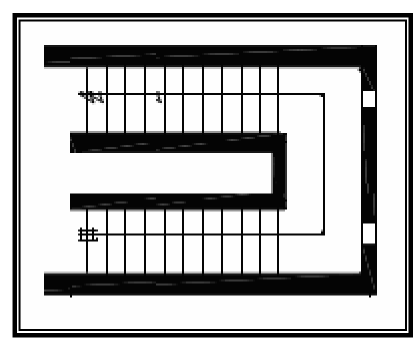


Figure IV.6.3 : Escaliers type 1.

II.1. Caractéristiques géométriques

Soient :

* e_1 : l'épaisseur de la paillasse doit vérifiant $e_1 = 0.018 \cdot L_1 \cdot \sqrt[3]{\rho_b \cdot e_1 + q}$,

avec :

ρ_b : Poids volumique du béton armé (exprimé en kN/m^3).

q : charge d'exploitation de l'escalier (exprimé en kN/m^2).

$L_1 = 4.4$ m ⇨ $e_1 = 0.018 \cdot 4.4 \cdot \sqrt[3]{25 \cdot e_1 + 4}$ ⇨ $e_1 = 0.163$ m

En tenant compte du poids du revêtement. ⇨ **e_1 = 18 cm**

* Le nombre de contre marches étant égal à n =12, la hauteur de la contre marche est définie alors par : $h_1 = \dfrac{H_1}{n_1}$; or $H_1 = 2.04$m ⇨ $h_1 = 0.17$ m.

⇒ En appliquant la formule de Blondel, donnée par : $g_1 + 2h_1 = 0.64m$

⇨ $g_1 = 0.64 - 2h_1 = 0.64 - 2\times0.17 = 0.3$ m ⇨ **g_1 = 30 cm** et **h_1 = 17 cm**.

* $\alpha_1 = arctg\left(\dfrac{h_1}{g_1}\right) = arctg\left(\dfrac{17}{30}\right)$ =29.53°. ⇨ **α_1 = 29.53°**

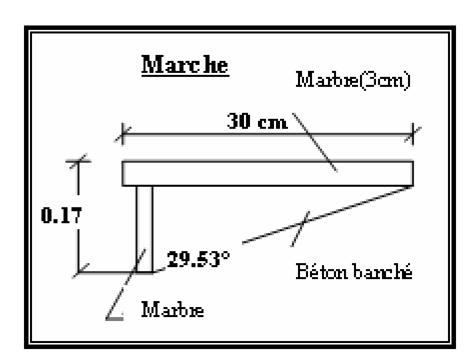


Figure IV.6.4 : Caractéristiques d'une marche

II.2. Evaluation des charges

La charge d'exploitation pour les escaliers dans un milieu public est de Q = 4 KN/m

II.2.1. Charges sur paillasse

Les charges à considérer sont :

Eléments du paillasse	Charges (KN/m)	
Marche (marbre de 2 .5 cm)	$\frac{0.3+0.025}{0.3}\times 0.025\times 28$	0.758
Contre marche (marbre de 1.5 cm)	$\frac{(0.17-0.03)\times 0.015}{0.3}\times 1\times 28$	0.196
Béton banché	$\frac{(0.17-0.025)\cdot(0.3-0.015)}{2\times 0.3}\times 1\times 22$	1.515
Chape en béton (18 cm)	$\frac{0.18}{\cos 29.53}\times 1\times 25$	5.17
Enduit (1.5 cm)	$g_0=\varpi_{ba}\cdot\frac{e}{\cos\alpha}=\frac{0.015}{\cos 29.53}\times 1\times 22$	0.38
	G_1 = 8.02 KN/m	

Tableau IV.6.1 : charges du paillasse de l'escalier type1.

II.2.2. Charges sur palier

Les charges à considérer sont :

Eléments du paillasse	Charges (KN/m)	
Revêtement (marbre de 2.5 cm)	$0.025\times 1\times 28$	0.7
Chape en béton (18 cm)	$0.18\times 1\times 25$	4.5
Mortier de pose (e=2 cm)	$0.02\times 1\times 22$	0.44
Enduit (1.5 cm)	$0.015\times 1\times 22$	0.33
	G_2 = 5.97 KN/m	

Tableau IV.6.2 : charges du palier de l'escalier type1.

II.3. Dimensionnement

II.3.1. Schéma de calcul

Soit un modèle simplifier pour cet escalier représenté par une poutre isostatique comme indiqué ci-dessous :

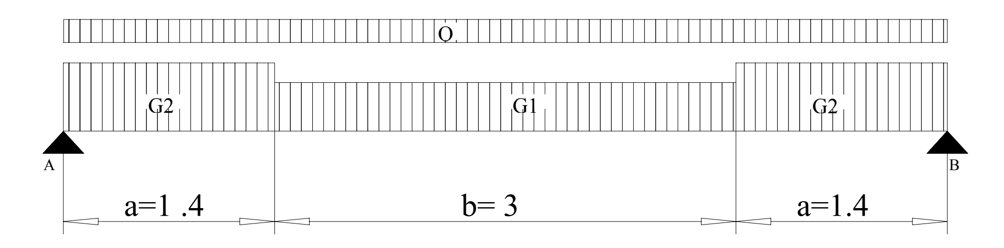


*Figure IV.6.5 : schéma de calcul _escalier type1_*

II.3.2. Sollicitations

$P_u^{\ 1} = 1.35\ G_1 + 1.5\ Q = 16.83$ KN/m & $P_u^{\ 2} = 1.35\ G_2 + 1.5\ Q = 14.06$ KN/m

$P_{ser}^{\ 1} = G_1 + Q = 12.02$ KN/m & $P_{ser}^{\ 2} = G_2 + Q = 9.97$ KN/m

Les sollicitations maximales calculées à l'ELU et à l'ELS sont reproduites dans le tableau ci-dessous.

		Travée 1	Appui gauche	Appui droit
ELU	Moment fléchissant (KN.m)	62.23	0	0
	Effort tranchant (KN)	-	44.79	45.64
ELS	Moment fléchissant (KN.m)	44.33	0	0

Tableau IV.6.3 : Tableau des sollicitations aux E.L.U et E.L.S

II.3.3. Calcul des sections d'armatures

Le calcul des sections des armatures est réalisé pour une section rectangulaire de largeur unité, travaillant à la flexion simple.

a. Travée :

- $M_u = 62.23$ KN.m.
- $\mu_u = \dfrac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$, avec d = 0.9h = 0.9×0.18 = 0.162 m.

⇨ $\mu_u = \dfrac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \dfrac{62.23 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.162^2 \times 12.46} = 0.19$

Pour $f_e = 400$ MPa, $\mu_l = 0.39$ et vu que $\mu < \mu_{lu}$ ⇨ $A_{sc} = 0$.

- $\alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.26$;
- $Z = d - 0.4\ \alpha\ d\ = 0.145$ m.

➔ $A_{st} = \dfrac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \dfrac{62.23 \cdot 10^{-3}}{0.145 \times 347.82} = 12.23$ cm²/m.

$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \dfrac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.162 \times \dfrac{1.92}{400} = 1.78 \cdot 10^{-4}$ m2/m.

$A_{st} > A_{min}$ ⇨ A = 12.23 cm²/m ¬ On choisit 8HA14 par mètre (A = 12.31 cm²/m).

➢ *Vérification des contraintes à l'E.L.S :*

$\sigma_{bc} = 3.54$ MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 13.2$ MPa. OK

➢ *Aciers de répartition :*

La section des armatures de répartition dans le sens de la largeur des escaliers est prise égale au quart de la section d'armatures principales, ainsi on a :

$A_r = \dfrac{A}{4} = \dfrac{12.31}{4} = 3.07$ cm²/m ¬ On choisit 4HA10 par mètre.

b. Appui gauche et droit :

Au niveau de ces appuis, on considère forfaitairement un moment de flexion égal à 0.15M.

En suivant la même démarche, on obtient :

- $M_u = 0.15M = 0.15 \times 62.23 = 9.33$ KN.m.
- $\mu_u = \dfrac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$, avec d = 0.9h = 0.9×0.18 = 0.162 m.

⇨ $\mu_u = \dfrac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \dfrac{9.33 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.162^2 \times 12.46} = 0.28$

Pour $f_e = 400$ MPa, $\mu_l = 0.39$ et vu que $\mu < \mu_{lu}$ ⇨ $A_{sc} = 0$.

- $\alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.42$;
- $Z = d - 0.4\ \alpha\ d\ = 0.13$ m.

➔ $A_{st} = \dfrac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \dfrac{9.33 \cdot 10^{-3}}{0.13 \times 347.82} = 2.06$ cm²/m.

⇨ On choisit 5HA8 par mètre.

II.3.4. Vérification de la contrainte

Pour les poutres dalles coulées sans reprise de bétonnage sur leur épaisseur, on peut s'en passer des armatures transversales si on vérifie :

$$\tau_u \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 22}{1.5} = 1.026 \text{ MPa}, \quad \text{avec } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

a. Appui gauche :

$$\left.\begin{array}{l} V_u = 44.79\ daN \\ d = 0.162\ m \end{array}\right\} \Rightarrow \tau_u = 0.27\ MPa \leq 1.026\ MPa.\ .$$ **OK**

b. Appui droit :

$$\left.\begin{array}{l} V_u = 45.64\ daN \\ d = 0.162\ m \end{array}\right\} \Rightarrow \tau_u = 0.28\ MPa \leq 1.026\ MPa.$$ **OK**

II.3.5. Vérification des flèches

La vérification de la flèche admissible est estimé à $f_{adm} = \dfrac{L}{500}$ ➔ $f_{adm} = 0.88$

Il faut vérifier que $f_{adm} > f_l$ avec $f_l = \dfrac{L^2}{10} \times \left[\dfrac{1}{r}\right]_{\max}$ et $\left[\dfrac{1}{r}\right]_{\max} = \dfrac{M_S}{E_i . I_{ft}}$

Sachant que $E_i = 30822 MPa$; $M_s = 44.33\ KN.m$ et $I_{ft} = \dfrac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$ avec

$$I_0 = \frac{b \times e^3}{12} + 15 \times A_u \times \left(\frac{e}{2} - d\right)^2$$ ➔ $I_0 = 5.02\ 10^{-4}\ m^4$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b}{b}} \quad et \quad \rho = \frac{A_u}{b \times d} = 1.28$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad et \quad \sigma = 15 \frac{M_s}{I}(d - y_1) \quad et \quad y_1 = \frac{b \times y_1^{\ 2}}{2} - 15 \times A_u \times (d - y_1)$$

$\Rightarrow y_1 = 0.2\,\text{m}$

$$I = \frac{b \times y_1^{\ 2}}{2} - 15 \times A_u \times (y_1 - d)^2 \Rightarrow I = 4.78\ 10^{-4}\ m^4 \Rightarrow \sigma_s = 97.16\ MPa \Rightarrow I_{ft} = 8.32 10^{-4}\ m^4$$

$\Rightarrow f_t = 0.78\ cm$

On a bien vérifié la condition de flèche $f_{adm} > f_l$

II.3.6. Plan de ferraillage

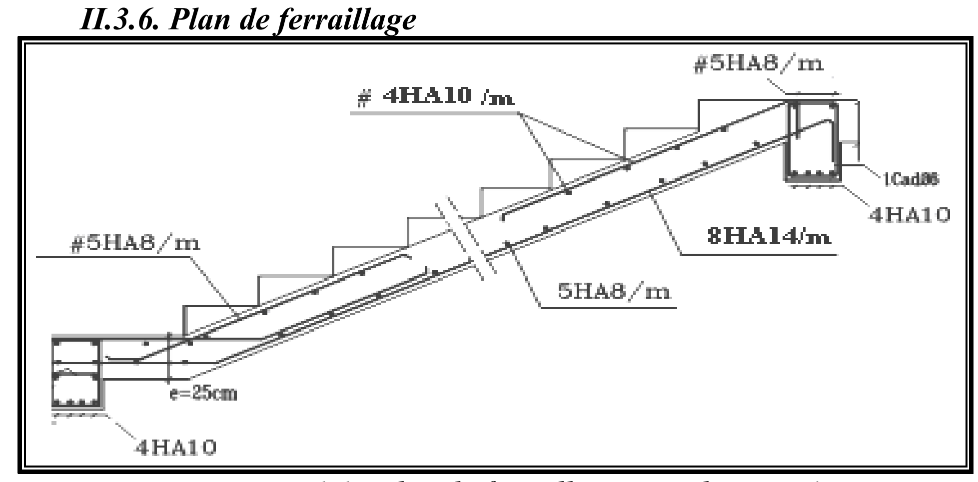


*Figure IV.6.6 : Plan de ferraillage _escalier type1_*

III- Escalier type2

Cet escalier se trouve dans le rez-de-jardin au niveau du parking dont la hauteur sous plafond est de 3.2 m.

III.1. Caractéristiques géométriques

Le nombre de contre marches étant égal à n =19, la hauteur de la contre marche est:

$$h = \frac{H}{n}; \quad \text{H} = 3.2 \text{ m} \quad ⇨ \quad h = \frac{3.2}{19} = 0.168 \text{ m.} \sim 0.17 \text{ m}$$

D’après la formule de Blondel : g = 0.64-2h = 0.64-2×0.168 = 0.3 m

⇨ Alors **g = 30 cm** et **h = 17 cm**.

$$\alpha = arctg\left(\frac{h}{g}\right) = arctg\left(\frac{17}{30}\right) = 29.53°.$$

$$e = 0.018 \cdot L \cdot \sqrt[3]{25 \cdot e + 4}\text{, avec } L == 5.30 \text{ m. } ⇨ \ e = 0.21 \text{ cm.}$$

En tenant compte du poids du revêtement ⇨ **e = 25 cm**

III.2. Évaluation de la charge

De la même manière, on détermine la charge de l’escalier type2, tout en ajoutant le poids du garde de corps qui est égale à 0.40 kN/m, d’où la charge totale est ***G = 9.82 KN/m***.

III.3. Dimensionnement

III.3.1. Schéma de calcul

A fin de déterminer les sollicitations pour ce type d’escalier, on considère le modèle simplifié d’une poutre isostatique comme indiqué ci-dessous :

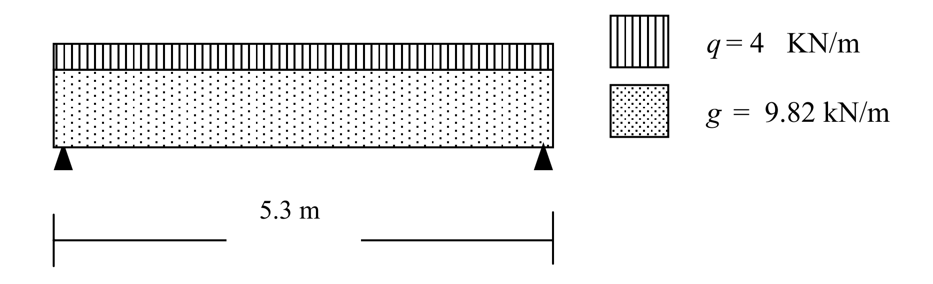


*Figure IV.6.7 : Schéma de calcul _escalier type2_*

III.3.2. Sollicitations

Les sollicitations maximales calculées à l'ELU et à l'ELS sont comme suit :

$$M_{u\max} = (1.35g + 1.5q)\cdot\frac{L^2}{8} = (1.35\times 9.82 + 1.5\times 4)\times\frac{5.3^2}{8} = 67.6 \text{ KN.m.}$$

$$M_{s\max} = (g + q)\cdot\frac{L^2}{8} = (9.82 + 4)\times\frac{5.3^2}{8} = 48.52 \text{ KN.m.}$$

$$V_{u\max} = (1.35g + 1.5q)\cdot\frac{L}{2} = (1.35\times 9.82 + 1.5\times 4)\cdot\frac{5.3}{2} = 51.02 \text{ KN.}$$

III.3.3. Calcul des sections d'armatures

Le dimensionnement est mené suivant la même procédure que pour l'escalier type1, les résultats sont si dessous :

	M (KNm)	μ_u	α	Z	A_{st} (cm²/m)	Aciers/mètre
Travée	67.6	0.23 < μ_{lu} ⇨ $A_{sc} = 0$	0.33	0.13	14.95	8HA16
Appui	$0.15M_u$=10.14	0.03 < μ_{lu} ⇨ $A_{sc} = 0$	0.08	0.152	1.91	6HA8

Tableau IV.6.4 : Tableau des sollicitations et du ferraillage de l'escalier type 2

Pour l'acier de répartition : A_r =A/4= 3.73 cm^2/m ⇨ 8 HA8 par mètre.

III.3.4. Plan de ferraillage

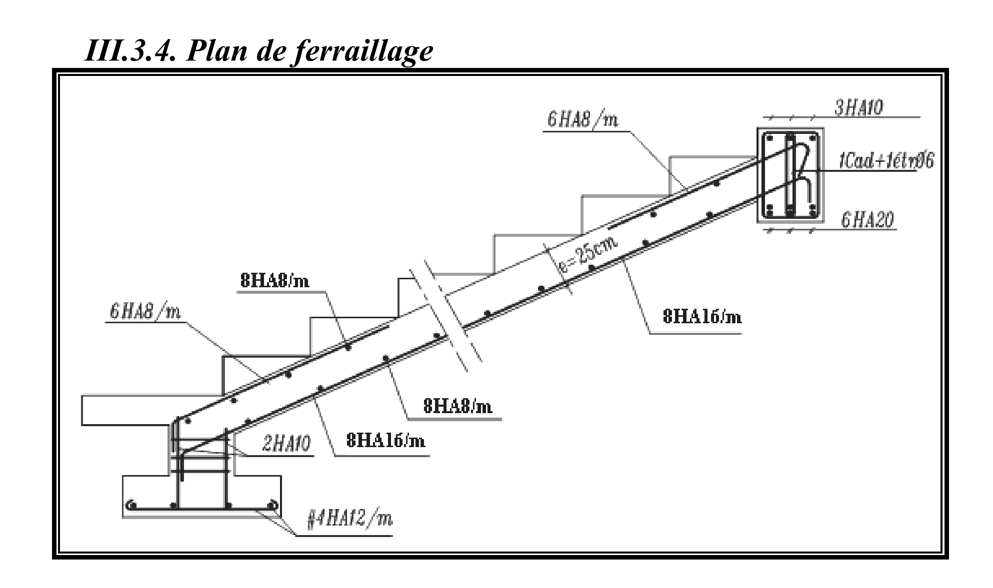


*Figure IV.6.8 : Ferraillage_ Escalier type2_*

IV- Escalier type3

Cet escalier se trouve dans le bloc M au rez-de-chaussée. Il comporte une volée hélicoïdale composée de marches de forme trapézoïdales de longueur 1.3 m scellées dans un poteau circulaire. La hauteur sous plafond est de 4.5m.

IV.1. Caractéristiques géométriques

On présente ci-dessous la composition et les dimensions adoptées pour les marches.

Le nombre de contremarches étant n = 27, la hauteur associée est donc $h = \frac{H}{n} = \frac{4.5}{27} = 0.17m$.

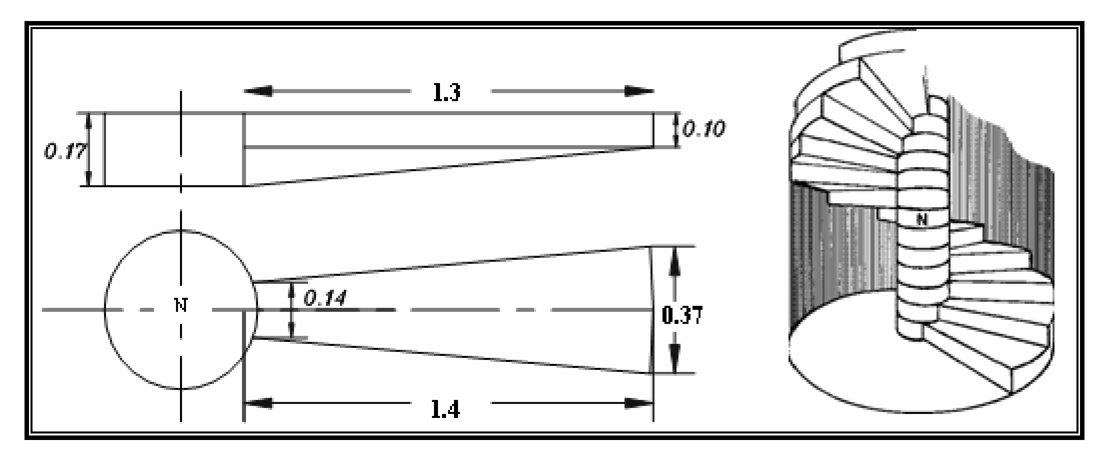


Figure IV.6.9: Caractéristiques géométriques_ Escalier type3_.

IV.2. Evaluation des charges sur les marches

On considère une portée de porte-à-faux de 1.4 m.

Eléments du paillasse	Charges (KN)	
Marche (marbre de 3 cm)	$1.3 \times \frac{0.14 + 0.37}{2} \times 0.03 \times 28$	0.1
Contre marche (marbre de 1.5 cm)	$1.3 \times \frac{(0.14 + 0.07) \times 0.015}{2} \times 0.015 \times 28$	0.057
Mortier de pose (e = 2 cm)	$1.3 \times 0.02 \times \frac{(0.37 + 0.14)}{2} \times 1 \times 22$	0.157
Poids propre	$1.4 \times \frac{(0.14 + 0.37)}{2} \times \left(0.1 + \frac{0.17}{2}\right) \times 25$	1.65
	G_1 = 1.96 KN	

Tableau IV.6.5: charges du paillasse de l'escalier type3.

Le chargement par mètre carré de marche $= \dfrac{poids\ de\ la\ marche}{surface\ de\ la\ marche} = \dfrac{1.96}{0.357} = 5.48$ KN/m².

On définit par suite les charges appliquées sur une marche comme suit :

- une charge trapézoïdale due au poids propre de la marche, d'intensité :

$5.49 \times 0.14 = 0.77$ KN/m au niveau du poteau

$5.49 \times 0.37 = 2.03$ KN/m à l'extrémité de la marche

- une charge concentrée dû au poids du garde corps situé à 5 cm de l'extrémité de la marche d'intensité : $G_1 = 0.4$ KN.

- une charge d'exploitation trapézoïdale d'intensité :

$4 \times 0.14 = 0.56$ KN/m au niveau du poteau

$4 \times 0.37 = 1.48$ KN/m à l'extrémité de la marche.

IV.3. Dimensionnement des marches

IV.3.1. Sollicitations

Les sollicitations maximales dans les marches sont indiquées dans le tableau suivant :

	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	5.87	6.02
ELS	41.3	4.37

Tableau IV.6.6 : Tableau des sollicitations aux E.L.U et E.L.S.

IV.3.2. Calcul des sections d'armatures

Le calcul est mené en assimilant la marche à une poutre en console de section rectangulaire.

- $M_u = 5.87$ KN.m.
- $\mu = 0.02$: $\mu < \mu_{lu}$ ⇨ $A_{sc} = 0$;
- $\alpha = 0.028$;
- $Z = 0.135$ m.

⇨ $A_{st} = 1.24 \cdot 10^{-4}$ m² $= 2.36 \cdot 10^{-5}$m² $> A_{\min} = 0.23 \times 0.14 \times 0.153 \times \dfrac{1.92}{400}$

⇨ 2HA10 (A = 1.57 cm²).

➢ *Vérification des contraintes à l'E.L.S :*

$\sigma_{bc} = 10.37$ MPa $\leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.2$ MPa.

➢ *Armatures transversales :*

On doit vérifier la règle de couture : $\dfrac{A_t}{S_t} \geq \dfrac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3k \cdot f_{t28}) \cdot b_0}{0.9 f_{et}}$, avec :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \\ k = 1\ (flexion\ simple + fissuration\ peu\ préjudiciable + sans\ reprise\ de\ béton) \\ f_{et} = 235\ MPa. \end{cases}$$

$$V_{u0} = V_u^{max}\left(1 - \frac{5}{6}\cdot\frac{0.17}{1.4}\right) = 5.41 \text{ KN} \quad \text{et} \quad \tau_u = \frac{V_{u0}}{b_0 \cdot d} = \frac{5.41\cdot 10^{-3}}{0.14\times 0.153} = 0.25 \text{ MPa.}$$

Pour une fissuration peu préjudiciable on a : $\overline{\tau_u} = \inf(0.2\cdot\frac{f_{c28}}{1.5}\ ;\ 5\ MPa)$=2.93 MPa.

⇨ $\tau_u \le \overline{\tau_u}$, d'où $\frac{A_t}{S_t} \ge -1.87\cdot 10^{-4}$ m²/m.

Le pourcentage minimal d'armatures est égal à :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} = \frac{0.4\cdot b_0}{f_{et}} = \frac{0.4\times 0.14}{235} = 2.38 \text{ cm}^2\text{/m.}$$

Soit ϕ_t le diamètre d'armature transversale devant vérifier la condition suivante :

$\phi_t \le \inf(\Phi_{l\,min}\ ;\ \frac{h}{35}\ ;\ \frac{b_0}{10})$ ⇨ ϕ_t = 6 mm.

On choisit un seul cadre ⇨ $2\phi 6$ *tel que A*= 0.56 cm².

L'espacement $S_{t0} = \frac{0.56\cdot 10^{-4}}{2.38\cdot 10^{-4}} = 0.235$ m.

L'espacement maximal est : $\overline{S_t} = \inf(0.9d\ ;\ 40cm\ ;\ 15\Phi_{l\,min}\ si\ A_{sc} \ne 0)$, d'où $\overline{S_t} = 0.14$ m.

$S_t > \overline{S_t}$ ⇨ $S_t = \overline{S_t} = 14$ cm.

Les armatures principales de flexion doivent être supérieures aux armatures de glissement calculées par la formule suivante :

$$Ag = (V_u^{max} + \frac{M_u}{0.9d})\cdot\frac{\gamma_s}{f_e} = (6.026.10^{-3} + \frac{5.87\cdot 10^{-3}}{0.9\times 0.153})\cdot\frac{1.15}{400} = 1.39 \text{ cm².}$$

[13]

V.7: Dimensionnement d'une rampe d'accès

Dans ce chapitre on va étudier une rampe droite qui relie le S.S et le RDC passant par le RDJ. L'étendu de cette rampe est de 40.5m, composée de six travées de longueurs de 6.75m.

Vu la grande portée de la rampe et qui va entraîner un moment important, il est nécessaire donc de prévoir des appuis sous forme des voiles de 6.75 m de longueur afin de diminuer la flèche.

Les rampes droites se calculent comme des dalles inclinées dont les charges sont mentionnées si dessous.

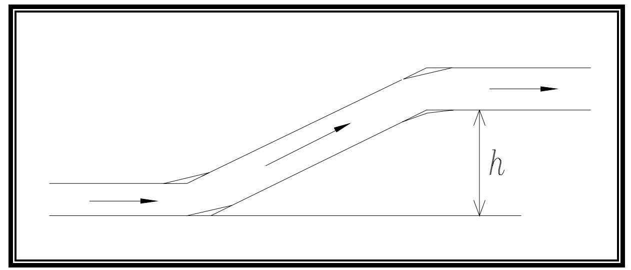


Figure IV.7.1 : Type d'une rampe

I- Evaluation des charges

Soit $tg\alpha = \frac{h}{L} = \frac{8.3}{40.5} = 0.2$ ⇨ α =11°5 ⇨ $cos\alpha$ = 0.979.

Les charges de la rampe sont :

	Eléments	Charges (KN/m)	
Charges permanentes	Chape en béton (18 cm)	$\frac{0.18}{\cos\alpha}\times 1\times 25$	4.59
	Enduit (1.5 cm)	$\frac{0.015}{\cos\alpha}\times 1\times 22$	0.33
	Revêtement (marbre de 3 cm)	$0.03\times 1\times 28$	0.84
	Mortier de pose (2 cm)	$0.02\times 1\times 28$	0.44
	Poids du garde corps	100	100
	Charges permanentes totales	***G = 7.2 KN/m***	
Charge d'exploitation		***Q = 4 KN/m***	

Tableau IV.7.1 : charges de la rampe

II- Méthode de calcul

Selon BAEL91, et pour les charges G = 7.2 KN/m et Q = 4 KN/m ; on adopte la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations vu que les conditions de validité de cette méthode sont vérifiées, en effet :

- Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire :

$$\begin{cases} q_B \leq 2.g \\ q_B \leq 5KN/m^2 \end{cases}$$

- La fissuration ne compromet pas la tenue des revêtements ni celle des cloisons.
- Les éléments de plancher ont une même inertie dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

III- Sollicitations

Dans la suite on désigne par :

M_o : moment maximal dans la travée de référence (isostatique soumise aux mêmes charges que la travée étudiée).

M_w : valeur du moment sur l'appui de gauche.

M_e : valeur du moment sur l'appui de droite.

M_t : moment maximal en travée de la poutre continue.

M_{0j}^{i} : Le moment maximal entre M_0^i et M_0^j

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \dfrac{Q_B}{G+Q_B}$

Les moments de chaque travée continue doivent vérifier l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq Max\begin{cases}(1+0.3\alpha)M_0^i \\ 1.05\, M_0^i\end{cases}$$

III.1. Théories de la méthode

III.1.1. Valeurs minimales des moments

On doit respecter les valeurs minimales ci-dessous :

Cas d'une poutre à deux travées

$|M_a| \geq$ 0 0,6 $M_o{}^1{}_2$ 0

$M_o{}^1{}_2 = Max\{M_{o1};M_{o2}\}$

$M_t \geq$ $\dfrac{(1.2+0.3\alpha)M_{01}}{2}$ $\dfrac{(1.2+0.3\alpha)M_{02}}{2}$

Figure IV.7.2 : Moments minimaux dans une poutre continue à deux travées

Cas d'une poutre à plus de deux travées

$|M_a| \geq$ 0 0,5 $M_o{}^1{}_2$ 0.4 $M_o{}^2{}_3$

$M_t \geq$ $\dfrac{(1,2+0,3\alpha)M_{01}}{2}$ $\dfrac{(1+0,3\alpha)M_{02}}{2}$ $\dfrac{(1+0,3\alpha)M_{03}}{2}$

avec $M_{oj}^{i} = Max\{M_{oi}, M_{oj}\}$

Figure IV.7.3 : Moments minimaux dans une poutre continue à plusieurs travées.

Remarque

Dans le cas où l'appui de rive serait solidaire d'un poteau ou d'une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égal à :

$$M_{a1} = -0.15 M_{01} \ (ou\ M_{0n})$$

III.1.2. Effort tranchant

L'effort tranchant réel est:

* Supérieur en valeur absolue à l'effort tranchant isostatique sur l'appui intermédiaire dans la travée de rive d'où on le majore forfaitairement de 15 % pour les poutres à deux travées ; et de 10 % pour les poutres à plus de deux travées.

* Au plus égal à v_0 ailleurs.

➯ *Cas d'une poutre à deux travées :*

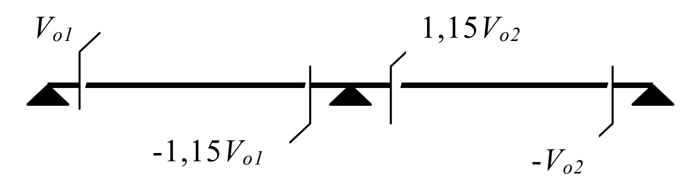


Figure IV.7.4 : Efforts dans une poutre continue à deux travées.

➯ *Cas d'une poutre à plus de deux travées :*

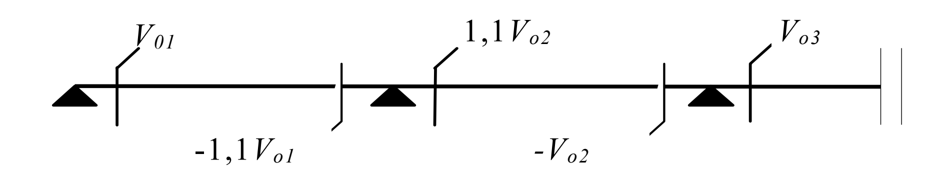


Figure IV.7.5 : Efforts dans une poutre continue à plusieurs travées.

[3, 11,14]

III.2. Application de la méthode

Vu la symétrie de chargement et de géométrie dans notre rampe, on va étudier la moitié de la poutre (poutre hyperstatique de 3 travées).

III.2.1. Moment en travée de référence

❖ ELU

$$p_u = p_u^1 = p_u^2 = p_u^3 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.2 + 1.5 \times 4 = 15.72\ KN/m$$

➯ $$M_{ou} = M_{ou}^1 = M_{ou}^2 = M_{ou}^3 = P_u \times \frac{l^2}{8} = 15.72 \times \frac{6.75^2}{8} = 89.53\ KN.m$$

❖ ELS

$$p_{ser} = p_{ser}^1 = p_{ser}^2 = p_{ser}^3 = G + Q = 7.2 + 4 = 11.2\ KN/m$$

➯ $$M_{oser} = M_{oser}^1 = M_{oser}^2 = M_{oser}^3 = P_{ser} \times \frac{l^2}{8} = 63.78 KN.m$$

III.2.2. Effort tranchant de référence (à l' ELU)

$$V_{oG}^1 = V_{oD}^1 = V_{oG}^2 = V_{oD}^2 = V_{oG}^3 = V_{oD}^3 = P_u \times \frac{l}{2} = 53.05\ KN$$

III.2.3. Moments minimaux sur appuis

$M_{1u} = 0\ KN.m$

$M_{2u} = 0.5\ M_{02} = 44.765\ KN.m$

$M_{3u} = 0.4\ M_{03} = 35.812\ KN.m$

$M_{4u} = 0.15\ M_{0u} = 13.42 KN.m$

III.2.4. Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{4}{7.2+4} = 0.357$$

- ***ELU***

$$M_{tu1} = M_{tu2} = M_{tu3} = \frac{1.2 + 0.3\ \alpha}{2} \times M_{ou} = 58.51\ KN.m$$

Les moments de chaque travée continue doivent vérifier l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq Max\begin{cases}(1+0.3\alpha)M_0^i \\ 1.05\ M_0^i\end{cases} = Max\begin{cases}99.11\ KN.m \\ 94\ KN.m\end{cases}$$

- ***Travée 1***

$$\begin{cases}M_w = 44.765\ KN.m \\ M_e = 0\ KN.m \\ M_{tu1} = 58.51\ KN.m\end{cases} \Rightarrow \begin{cases}\text{L'inégalité n'est pas vérifier alors on augment } M_{tu1}\ par \\ \text{sa nouvelle valeur est } M_{tu1} = 76.71\ \text{KN.m}\end{cases}$$

- ***Travée 2***

$$\begin{cases}M_w = 35.812\ KN.m \\ M_e = 44.765\ KN.m \\ M_{tu2} = 58.51\ KN.m\end{cases} \Rightarrow \begin{cases}\text{L'inégalité n'est pas vérifier alors on augment } M_{tu2}\ par \\ \text{sa nouvelle valeur est } M_{tu2} = 58.82\ \text{KN.m}\end{cases}$$

- ***Travée 3***

$$\begin{cases}M_w = 13.42\ KN.m \\ M_e = 35.812\ KN.m \\ M_{tu3} = 58.51\ KN.m\end{cases} \Rightarrow \begin{cases}\text{L'inégalité n'est pas vérifier alors on augment } M_{tu3}\ par \\ \text{sa nouvelle valeur est } M_{tu3} = 74.49\ \text{KN.m}\end{cases}$$

- ***ELS***

De la même manière on détermine les moments en service (voir tableau récapitulatif)

III.2.5. Effort tranchant

$V_{uG}^1 = V_{uD}^4 = 0$ $\quad V_{uG}^2 = -1.1\ V_{uD}^1 = -58.36\ KN$ $\quad V_{uG}^3 = -1.1\ V_{uD}^2 = -58.36\ KN$

$V_{uD}^1 = V_{0G}^1 = 53.05\ KN$

$V_{uG}^4 = V_{0D}^3 = 53.05\ KN$ $\quad V_{uD}^2 = 1.1\ V_{uD}^2 = 58.36\ KN$ $\quad V_{uD}^3 = 1.1\ V_{uD}^3 = 58.36\ KN$

			Appui 1	Travée1	Appui 2	Travée2	Appui 3	Travée3	Appui 4
ELU	Moment Fléchissant (KN.m)		0	76.71	-44.765	58.82	-35.81	58.82	-13.42
	Effort Tranchant (KN)	A gauche	0	-	-58.36	-	-58.36	-	-53.05
		A droite	53.05	-	58.36	-	58.36	-	0
ELS	Moment Fléchissant (KN.m)		0	54.66	31.89	41.68	25.51	57.85	9.56

Tableau IV.7.2 : Récapitulation des sollicitations de la rampe.

IV. Dimensionnement et ferraillage

La quantité d'acier minimale est de : $A_{\min} = 0.23\,b\,d \cdot \dfrac{f_{t28}}{f_e} = 2\ \text{cm}^2$.

Les sections et les quantités d'acier calculées sont résumées dans le tableau suivant.

	Appui 1	Travée1	Appui 2	Travée2	Appui 3	Travée3	Appui 4
Section d'acier (cm²)	2	12.03	6.74	9.01	5.34	9.01	2.18
Acier longitudinal par mètre	5HA8	8HA14	6HA12	6HA14	5HA12	6HA14	5HA8
$A_{répartition}$ (cm²)	0.5	3	1.68	2.25	1.33	2.25	0.54
Acier de répartition	5HA8	6HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8

Tableau IV.7.3 : Ferraillage de la rampe.

V. Vérification de la flèche

En appliquant la méthode générale décrite si dessous, il n'est pas indispensable de procéder à la vérification de la flèche si on à :

- le rapport $\dfrac{h}{l}$ de la hauteur de section à la portée libre est au moins égal à $\dfrac{M_t}{10\,M_0}$,M_t étant le moment fléchissant maximal en travée .
- la section A d'armatures tendues vérifie la condition $\dfrac{A}{b_0\,d} \leq \dfrac{4.2}{f_e}$, b_0 étant la largeur de la poutre, d la hauteur utile de la poutre et f_e la limite d'élasticité de l'acier exprimée en MPA.
- Le rapport $\dfrac{h}{l}$ doit être au moins égal à $\dfrac{1}{16}$ pour les poutres associées à un hourdis.
- Un plancher de constructions courantes dont les éléments fléchis soit limité à 8 m.

↳ La deuxième condition est vérifiée, en effet pour

- Travée 1 : f_{cal} = 0.006 m ≤ $\bar{f}$ =0.0105 m
- Travée 2 et 3 : f_{cal} = 0.005 m ≤ $\bar{f}$ =0.0105 m

➔ Donc il n'est pas indispensable de procéder à la vérification de la flèche.

VI. Vérification des contraintes

On vérifie que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ avec $\tau_u = \dfrac{V_u}{b \cdot d}$ et $\overline{\tau_u} = 2.9$ MPa.

	Appui 1	Appui 2	Appui 3	Appui 4
τ_u **(MPa)**	0.295	0.32	0.32	0.295

Tableau IV.7.4 : Vérification des contraintes.

IV.8 : Dimensionnement d'une bâche à eau

I- Hypothèses

En vue d'étudier les bâches à eau, on considère les hypothèses suivantes :

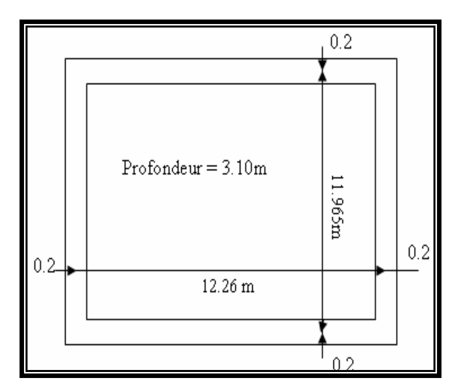
- la fissuration dans les deux bâches à eau est considérée très préjudiciable,
- les parois sont supposées encastrées entre elles,
- les parois sont supposées encastrées au radier et articulées en haut.

Au cours de ce chapitre, on va déterminer les sollicitations et le ferraillage des parois et du radier par deux méthodes.

II- Calcul des sollicitations

II.1. Caractéristiques géométriques et mode de chargement

Dans le calcul qui suit, les parois des bâches à eau vont être considérées comme des plaques rectangulaires encastrées sur trois côtés et articulées sur le quatrième.



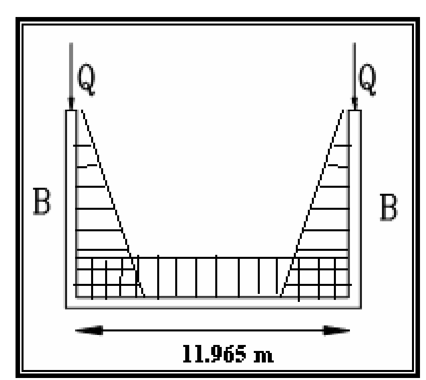


Figure IV.8.1 : Caractéristiques géométriques des bâches à eau

II.2. Chargements

Les charges sont résumées dans le tableau si dessous

Parois			
Charges verticales (KN)		**Charges horizontales (KN / m²)**	
Poids propre	G_1= 0.2 x 3.1 x 25 = 15.5	Surcharge	q= 2
Poids du revêtement	G_2 = 2 x 0.03 x 3.1 x 22 = 4.09	Pression de l'eau de mer	$q_{eau}(z) = \gamma_{eau\ de\ mer} \times z = 10.3 \times z$
Charges du mur si dessus	G_3 = 0.1 × (11.96 / 2) = 0.58	Poussée de terre	$g(z) = K_p \times \gamma_{sol} \times z = 5.94 \times z$

Radier	
Poids propre	$G_1 = 0.2 \times 25 = 5$ KN/m²
Poids du revêtement	$G_2 = 0.2 \times 22 = 4.4$ KN/m²
Poids de l'eau de mer	$q_{eau}(z) = \gamma_{eau\ de\ mer} \times H = 10.3 \times 3.1 = 31.9$KN/m²

Tableau IV.8.1 : chargements des parois et du radier

II.3. Sollicitations

Le calcul des sollicitations sera fait par deux méthodes :

II. 3.1- 1ère méthode selon la méthode de plasse

a - Principe de la méthode

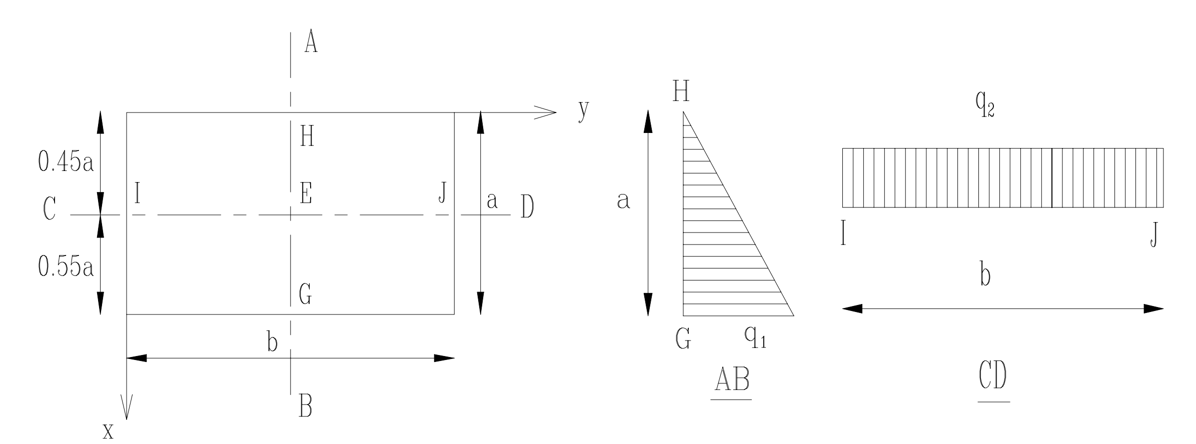


Figure IV.8.2 : Principe de la méthode de PLASSE.

Selon la méthode de Plasse basée sur l'égalisation des flèches, on a :

- En E : $M_x = \alpha_E \cdot q \cdot a^2$; $M_y = \alpha'_E \cdot q \cdot b^2$
- En G : $M_x = \beta_G \cdot q \cdot a^2$; $T_x = \beta'_G \cdot q \cdot a$
- En I : $M_y = \gamma_I \cdot q \cdot b^2$; $T_y = \gamma'_I \cdot q \cdot b$.

Avec : b > a ; les coefficients α_E, α'_E, β_G, β'_G, γ_I, γ'_I sont donnés par le tableau du livre "Traité de béton armé" en fonction de $\rho = \frac{b}{a}$.

b- Sollicitations

b.1. Sollicitations au niveau des parois de la bâche à eau

Suivant les dimensions de chaque parois on détermine les sollicitations correspondantes au moyen des formules énoncées précédemment et interpolations des valeurs de α_E, α'_E, β_G, β'_G, γ_I, γ'_I. avec a=11.965 m, b=12.26m ➔ $\frac{a}{b} = 1.025m$

Par interpolation, on obtient :

ρ	α_E	α_E'	β_G	β'_G	γ_I	γ'_I
1	0,0090	0,0120	0,0210	0,1950	0,0240	0,1490
1,1	0,0120	0,0100	0,0270	0,2850	0,0210	0,1300
b/a=1,025	0,0098	0,0115	0,0225	0,2175	0,0233	0,1443

Tableau IV.8.2 : interpolation des coefficients. [4]

En appliquant les formules des moments citées si dessus, on obtient :

Parois	M_{xE} (KN.m)	M_{yE} (KN.m)	M_{xG} (KN.m)	Tx_G (KN)	M_{yI} (KN.m)	T_{yI} (KN)
A	10.265	12.722	23.688	19.146	25.721	13.016
B	21.589	26.758	49.267	40.268	54.097	27.376

Tableau IV.8.3 : Sollicitations dans les parois.

Suite de la détermination des moments on obtient les sollicitations suivantes :

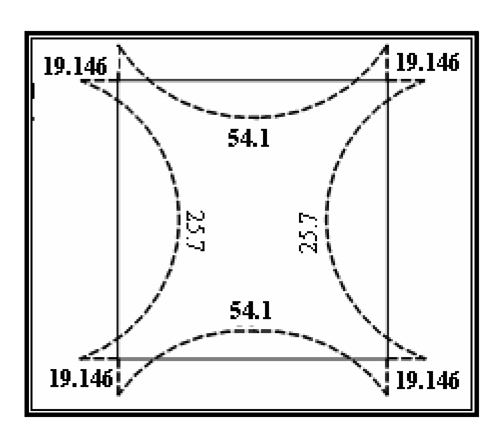


Figure IV.8.3: Moments dans les parois (KN.m).

b.2. Sollicitations au niveau du radier

Il est généralement difficile de déterminer les contraintes du sol sur le radier, vu qu'elles dépendent des conditions de déformation du sol que l'on ignore la plus part du temps, il faut donc utiliser une méthode approchée respectant au mieux le fonctionnement physique effectif du radier.

On supposant que le terrain est de capacité moyenne est le radier est flexible on obtient les résultats suivants :

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{6\,P}{L\,l} \quad \text{Avec } P = G + Q = 19.59 + 153.2 = 172.79KN$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{6\,P}{L\,l} = \frac{6 \times (19.59 + 15.32)}{1 \times 11.965} = 86.65KPa = 86.65 \times 10^{-3}\,MPa$$

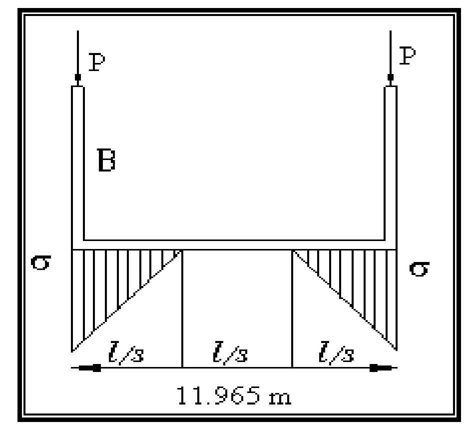


Figure IV.8.4: Contrainte sous radier.

- *vérification des contraintes sous le radier :*

La charge uniforme due au radier et à l'eau est :

$$p = \frac{0.2 \times 25 + 0.02 \times 23 + 3.1 \times 10}{100} = 0.36\ bar$$

La contrainte maximale appliquée par les bâches à eau sur le sol est :

$$\sigma = p + 2\sigma = 2.09\ \text{bar} \leq \overline{\sigma}_{sol} = 2.5\ bar$$

[10]

II. 3.2. 2ème méthode (calcul manuel)

a. Principe de la méthode

On a deux types de voiles périphériques :

1- suivant x : (a x b x e) = (12.26 x 310 x 20)

2- suivant y : (a x b x e) = (11.965x 310 x20)

Lors du calcul manuel, on va se restreindre au voile type 1.

Le calcul des sollicitations dépend de la nature du chargement,

1er cas : *la bâche d'eau est vide*

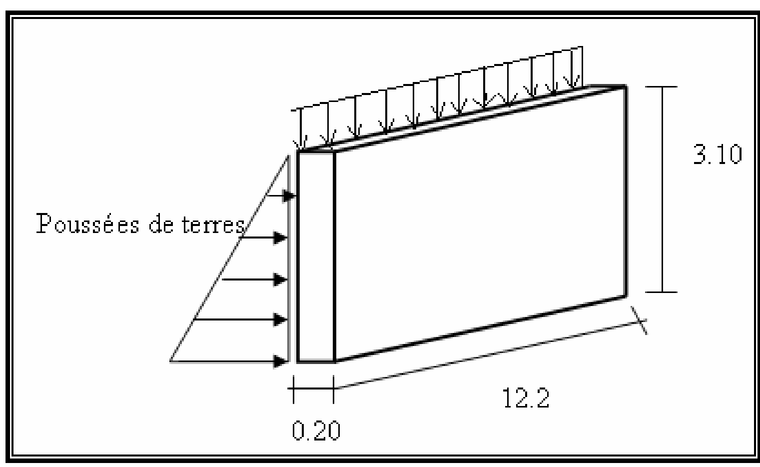


Figure IV.8.5 : forces appliquées sur la paroi lorsque la bâche à eau est vide

2ème cas : *la bâche à eau est pleine*

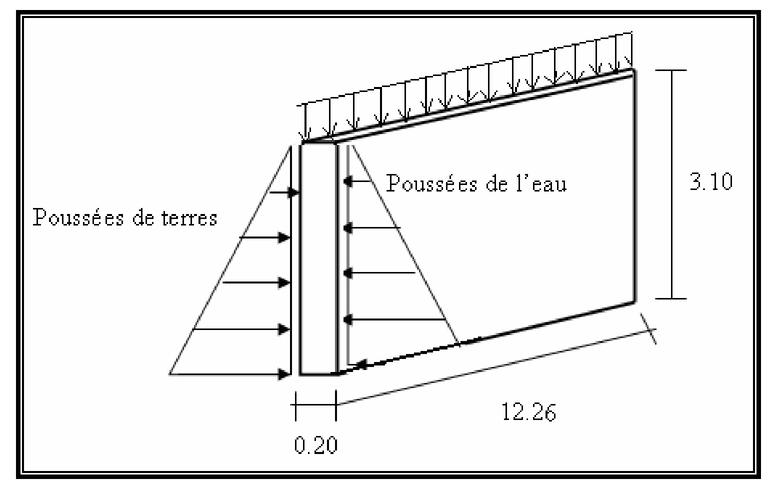


Figure IV.8.6 : forces appliquées sur la paroi lorsque la bâche à eau est pleine

b- Sollicitations

Charges verticales

N = 19.59 KN

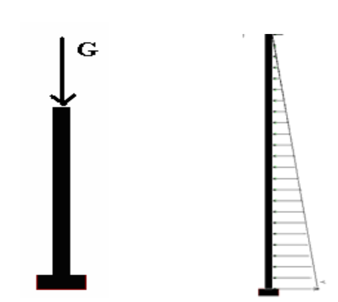
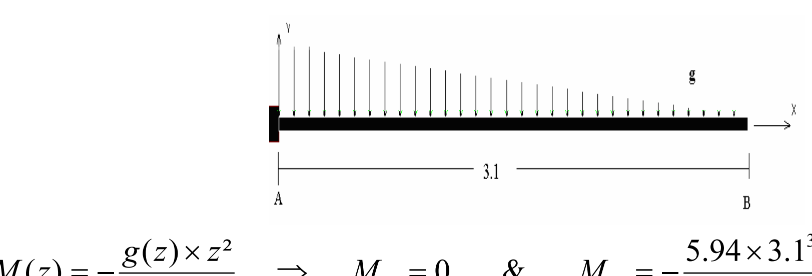


Figure IV.8.7: Diagramme de l'effort normal

Charges horizontales

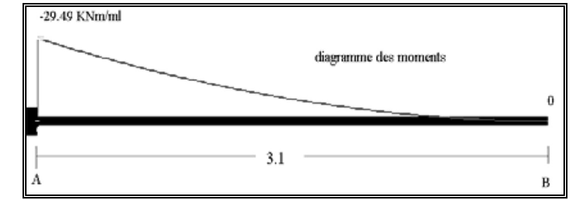
1er cas : *la bâche d'eau est vide*

❖ ***Poussée de terre***



$$M(z) = -\frac{g(z)\times z^2}{6} \quad \Rightarrow \quad M_B = 0 \quad \& \quad M_A = -\frac{5.94\times 3.1^3}{6} = -29.49 \ KNm/ml$$

$$V(z) = \frac{g(z)\times z^2}{2H} \quad \Rightarrow \quad V_B = 0 \quad \& \quad V_A = \frac{5.94\times 3.1^3}{2\times 3.1} = 28.54 \ KN/ml$$



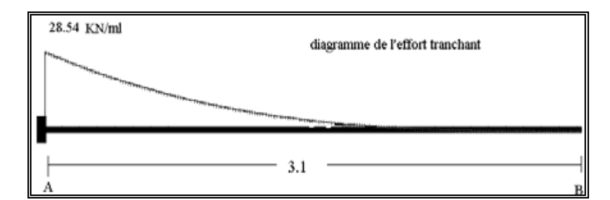
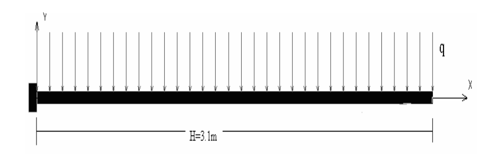


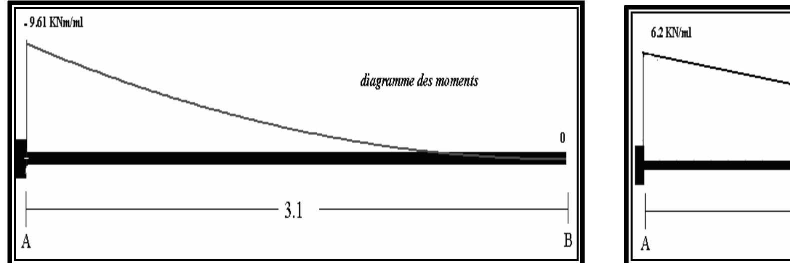
Figure IV.8.8 : Sollicitations dues à la poussée de la terre

❖ ***Surcharge***



$$M(z) = -\frac{q \times z^2}{2} \quad \Rightarrow \quad M_B = 0 \quad \& \quad M_A = -\frac{2 \times 3.1^2}{2} = -9.61 \quad KNm\ /\ ml$$

$$V(z) = q \times z \quad \Rightarrow \quad V_B(z=0) = 0 \quad \& \quad V_A = 2 \times 3.1 = 6.2 \quad KN/ml$$



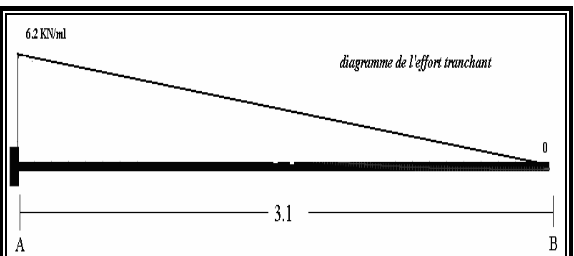
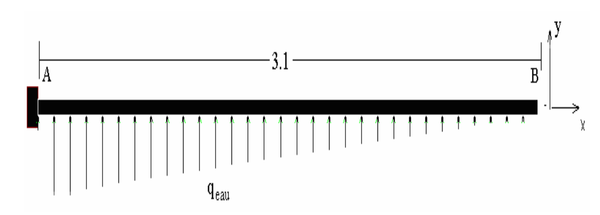


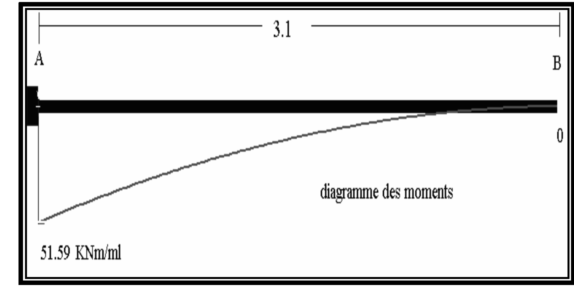
Figure IV.8. 9 : Sollicitations dues à la surcharge

2ème cas : *la bâche d'eau est pleine*



$$M(z) = \frac{q_{eau}(z) \times z^2}{6} \quad \Rightarrow \quad M_A = \frac{10.3 \times 3.1^3}{6} = 51.14 \quad KNm/ml \quad \& \quad M_B = 0$$

$$V(z) = -\frac{q_{eau\ de\ mer}(z) \times z^2}{2H} \quad \Rightarrow \quad V_A = -\frac{10.3 \times 3.1^3}{2 \times 3.1} = -49.49\,KN\ /\ ml \quad \& \quad V_B = 0$$



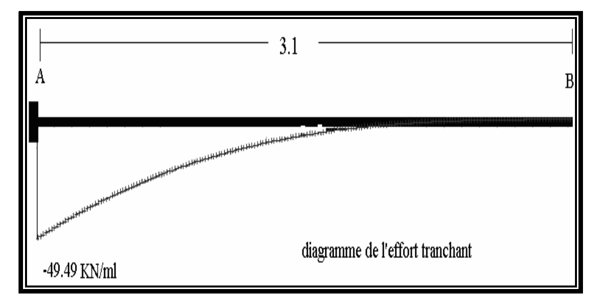


Figure IV.8.10: Sollicitations dues à l'action de l'eau

III- Ferraillage

L'armature est un quadrillage placé à l'extérieur et à l'intérieur des parois. Généralement, on trouve plus d'armatures à l'intérieur de la bâche à eau le long des parois verticales et au raccordement avec le radier pour réaliser les encastrements.

Les armatures situées au voisinage des faces extérieures et retournés vers l'intérieur peuvent contribuer à équilibrer les moments des angles.

III.1. Ferraillage des parois

Concernant le ferraillage, il est recommandé de choisir des aciers d'un diamètre plutôt petit pour augmenter l'adhérence ; en effet plus les armatures sont nombreuses plus la fissuration est fine et bien répartie, l'étanchéité est alors meilleure.

L'espacement des aciers ne doit pas dépasser 20 cm.

Les armatures de répartition doivent avoir une section égale au minimum au ¼ de celle des armatures principales.

La disposition des aciers au niveau des parois est comme suit avec

- A_{tx} : acier en travée dans le sens *x*,
- A_{ty} : acier en travée dans le sens *y*,
- A_{txi} (A_{tyi}) : acier en travée dans le sens *x* (sens *y*) due à la poussée de l'eau dans la bâche à eau,
- A_G : acier à l'encastrement paroi - radier,
- A_I : acier à l'encastrement paroi - paroi.

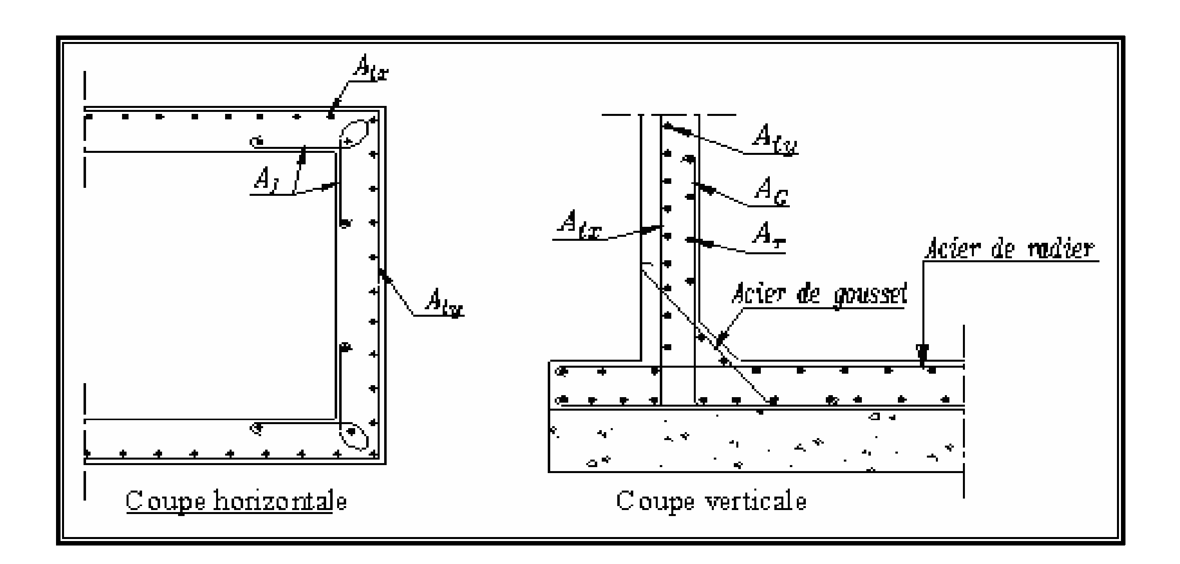


Figure IV.8.11 : Ferraillage des parois. [10]

III.1.1. Principe de la méthode et hypothèse de calcul

Le dimensionnement des parois se fait à la flexion composée avec est un effort de compression (N est égal au poids propre du voile + l'effort transmis par les étages supérieurs).

La Fissuration est supposée préjudiciable, le calcul sera fait à l'état limite de service

$\overline{\sigma}_{bc} = 13.2\ MPa$ et $\overline{\sigma}_{s} = 192.8\ MPa$

- Moment résistant du béton réduit :

$$\alpha_1 = \frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s}$$

$$\mu_{rb} = \frac{1}{2}\alpha_1\left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right)$$

- Excentricité par rapport au centre de gravité de la section du béton seul à l'ELS :

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) \\ M_A = -N \cdot e_A \end{cases}$$

Ramener le problème à un dimensionnement en flexion simple

- $\mu_s = \dfrac{M_A}{b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}}$
- $Z_b = d \times \left(1 + \dfrac{\alpha_1}{2}\right)$
- $A_s = \dfrac{M_A}{Z \times \overline{\sigma}_s}$

Armatures en flexion composée :

$$\begin{cases} A' = A_s' \\ A = A_s - \dfrac{N_s}{\overline{\sigma}_s} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23\frac{f_{t28}}{f_e}.b.d.\frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

[3,10]

III.1.2. Résultats obtenues

Moment résistant du béton réduit :

$$\alpha_1 = \frac{15 \times 13.2}{15 \times 13.2 + 192.8} = 0.506$$

$$\mu_{rb} = \frac{1}{2} \times 0.506\left(1 - \frac{0.506}{3}\right) = 0.21$$

Armatures Intérieures	*Armatures Extérieures*
Sollicitations	
N=19.59 KN *M=51.14 KN.m*	*N=19.59 KN* *M= 39.10 KN.m*
N>0 ➔ Flexion composée avec compression	
Excentricité par rapport au centre de gravité de la section du béton seul à l'ELS	
$e_0 = 2.6m$	$e_0 = 1.99m$
Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus	
$e_A = 2.645m$ $M_A = -51.81KN.m$	$e_A = 2.44m$ $M_A = -47.79KN.m$
dimensionnement en flexion simple	
$\mu_s = 0.098 \leq \mu_{rb}$ ➔ A'= 0 (pas d'armatures comprimées) $Z_b = 0.16m$ $A_s = 16.79\ cm^2$	$\mu_s = 0.091 \leq \mu_{rb}$ ➔ A'= 0 (pas d'armatures comprimées) $Z_b = 0.16m$ $A_s = 15.49\ cm^2$
Armatures en flexion composée	
$A' = 0$ $A = 16.69\ cm^2$	$A' = 0$ $A = 15.39\ cm^2$
Condition de non fragilité	
$A_{min} = 1.5cm^2$	
Ferraillage	
9HA16	8HA16

Tableau IV.8.4 : Récapitulation du ferraillage des parois.

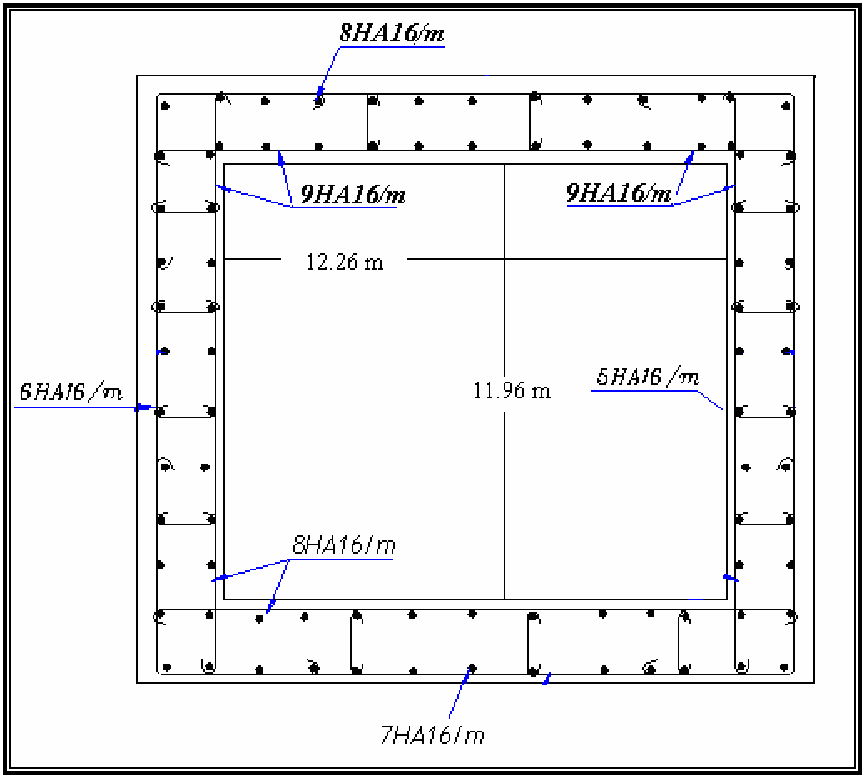


Figure IV.8.12 : Ferraillage des parois du bâche à eau

III.2. Ferraillage du radier

Le radier se calcule comme une dalle pleine.

Le principe de calcul est déjà expliqué dans le chapitre dalle pleine. (Chapitre IV.1 § A)

III.2.1. Dimensionnement de la dalle

- $\alpha = \dfrac{lx}{ly} = \dfrac{11.965}{12.26} = 0.97 > 0.4 \quad \Rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens.
- h0 = 30 cm

III.2.2. Sollicitations

$\alpha = 0.97 \ \rangle\ 0{,}40$ **:** Le panneau porte dans les deux sens.

➔ μ_x=0,04
μ_y=0.97

a - Moment fléchissant pour le panneau articulé sur son contour

Pour une bande de 1m de largeur et pour P = 41.3 KN/m²

M_{ox} = 236.3 KN.m
M_{oy} = 229.21 KN.m

b- Moments dans les dalles partiellement encastrées

Pour une bande de 1m de largeur :

M_{tx} = 200.85 KN.m
M_{ty} = 31.556 KN.m

c - Moments sur les appuis suivant x

$M_w = 70.89$ KN.m
$M_e = 118.15$ KN.m

d - Valeurs minimales à respecter

* En travée : $M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$

* Sur appuis : $M_{ay} = M_w = 70.89$ KN.m

III.2.3. Ferraillage

- ***Section calculée d'acier***

En travée :

Sens l_x : $A_{tx} = 46.3$ cm²/m

Sens l_y : $A_{ty} = 44.918.16$ cm²/m.

Sur appuis $A_{ax} = 27.23$ cm²/m

- ***Section minimale d'acier***

$A_{xmin} = 1.82$ cm²/m.

$A_{ymin} = 1.80$ cm²/m.

- ***Choix des aciers***

- Choix des armatures

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{300}{10} = 30\ mm$$

- Espacement

$S_t < 30$ cm

Soit : $A_{tx} = 10$ HA 25 /ml ➔ $S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{10} \approx 10\ cm$

$A_{ty} = 10$ HA 25 /ml ➔ $S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{10} \approx 10\ cm$

$A_{ax} = A_{ay} = 9$HA 20 /ml ➔ $S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{9} \approx 11\ cm$

IV.9 : Dimensionnement de la piscine

I- Introduction

On marque la présence de 3 types de piscine dans notre projet, deux non couverte et une couverte.

Comme tout ouvrage hydraulique, il faut que ce dernier réponde à certaines exigences telles que la résistance, l'étanchéité et la durabilité.

En effet,

- la résistance est indispensable afin d'assurer la stabilité et lors du dimensionnement pour tenir compte des différentes charges et contraintes,
- l'étanchéité est aussi essentielle car il n'y a pas plus miracle que l'eau vu que sa chimie impose des contraintes, pour cette raison la fissuration est alors préjudiciable.
- la durabilité, afin que notre ouvrage soit durable, il faut que les matériaux choisis doivent avoir une bonne résistance à l'eau.

La piscine faisant le sujet de notre étude constitue une piscine couverte qui se situe au RDJ dans le joint H.

Pour cette étude, on considère que:

- la fissuration est très préjudiciable,
- enrobage : 3cm,
- les parois de la piscine sont supposées encastrées au fond,

Remarque : le calcul des parois et du radier de notre piscine se calcul de la même manière et le même principe que celle d'une bâche à eau avec une différence de quelques caractéristiques comme la densité de l'eau, la hauteur des parois…

II- Caractéristiques géométriques

Dans le calcul qui suit, les parois de la piscine vont être considérées comme des plaques rectangulaires encastrées sur trois côtés et articulées sur le quatrième

On présente ci-dessous les caractéristiques géométriques de la piscine.

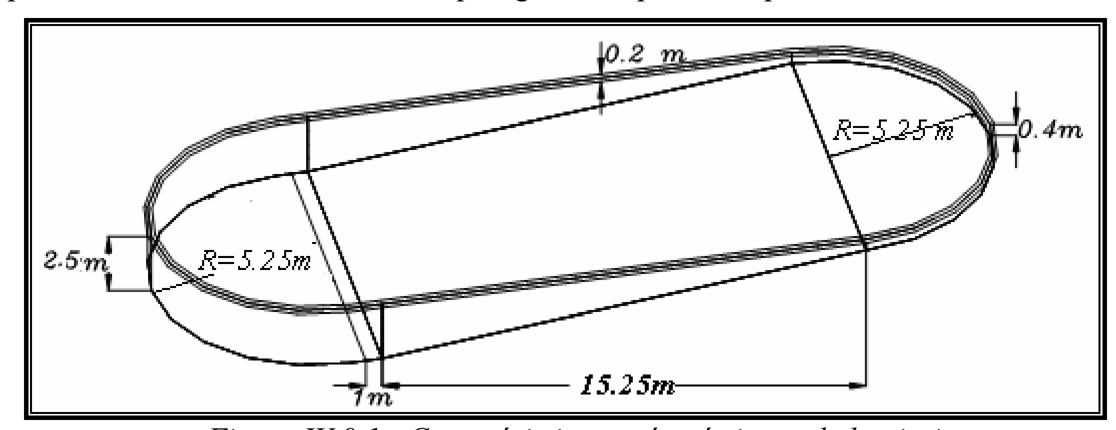


Figure IV.9.1 : Caractéristiques géométriques de la piscine.

II- Chargements

Parois			
Charges verticales (KN)		**Charges horizontales (KN / m²)**	
Poids propre	G_1= 0.2 x 2.5x 25 = 15.5	Surcharge	q= 2
Poids du revêtement	G_2 = 2.14	Pression de l'eau	$q(z) = \gamma_{eaur} \times z = 10 \times z$
Radier			
Poids propre		G_1= 3.75 KN/m²	
Poids du revêtement		G_2 =1 .6 KN/m²	
Poids de l'eau		$q_{eau}(z) = \gamma_{eau} \times H = 10 \times 2.5 = 25$ KN/m²	

Tableau IV.9.1 : charges de la piscine

III- Etude des parois

III.1. Sollicitations dans les parois

- *Charges verticales*

G = N = 17.64 KN

- *Charges horizontales*

1er cas : *la piscine est vide*

Surcharge

$$M(z) = -\frac{q \times z^2}{2} \quad \Rightarrow \quad M_B = 0 \quad \& \quad M_A = -\frac{2 \times 2.5^2}{2} = -6.25 \ KNm \ / \ ml$$

$$V(z) = q \times z \quad \Rightarrow \quad V_B(z=0) = 0 \quad \& \quad V_A = 2 \times 2.5 = 5 \ KN / ml$$

2ème cas : *la bâche d'eau est pleine*

Pression de l'eau

$$M(z) = \frac{q_{eau}(z) \times z^2}{6} \quad \Rightarrow \quad M_A = \frac{10 \times 2.5 \times 2.5^2}{6} = 26.04 \ KNm / ml \quad \& \quad M_B = 0$$

$$V(z) = -\frac{q_{eau\ de\ mer}(z) \times z^2}{2H} \quad \Rightarrow \quad V_A = -\frac{10 \times 2.5^3}{2 \times 2.5} = -31.25 KN \ / \ ml \quad \& \quad V_B = 0$$

III.2. Ferraillage

Moment résistant du béton réduit :

$$\alpha_1 = \frac{15 \times 13.2}{15 \times 13.2 + 192.8} = 0.506 \text{ et } \mu_{rb} = \frac{1}{2} \times 0.506 \left(1 - \frac{0.506}{3}\right) = 0.21$$

Armatures Intérieures	***Armatures Extérieures***
Sollicitations	
N=17.64KN *M=26.04 KN.m*	*N=17.64KN* *M= 6.25 KN.m*
N>0 ➔ *Flexion composée avec compression*	
Excentricité par rapport au centre de gravité de la section du béton seul à l'ELS	
$e_0 = 1.47 m$	$e_0 = 0.35 m$
Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus	
$e_A = 1.475 m$ $M_A = -24.96 KN.m$	$e_A = 0.535 m$ $M_A = -9.43 KN.m$
dimensionnement en flexion simple	
$\mu_s = 0.05 \leq \mu_{rb}$ ➔ A'= 0 (pas d'armatures comprimées) $Z_b = 0.124 m$ $A_s = 10.44 \ cm^2$	$\mu_s = 0.02 \leq \mu_{rb}$ ➔ A'= 0 (pas d'armatures comprimées) $Z_b = 0.124 m$ $A_s = 3.94 \ cm^2$
Armatures en flexion composée	
$A' = 0$ $A = 10.34 \ cm^2$	$A' = 0$ $A = 3.85 \ cm^2$
Condition de non fragilité	
$A_{min} = 1.62 cm^2$	
Ferraillage	
6HA16	3HA14

Tableau IV.9. 2 : Récapitulation du ferraillage des parois du piscine.

IV- Etude du radier

Le radier se calcule comme une dalle pleine.

Le principe de calcul est déjà expliqué dans le chapitre dalle pleine. (Chapitre IV.1 §A)

IV.1. Dimensionnement de la dalle

- $\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{10.5}{15.25} = 0.68 > 0.4 \quad \Rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens.
- $h_0 = 35$ cm

IV.2. Sollicitations

$\alpha = 0.68 \rangle 0{,}40$ **:** Le panneau porte dans les deux sens.

➔ $\mu_x=0{,}07$

$\mu_y=0.22$

IV.2.1. Moment fléchissant pour le panneau articulé sur son contour

Pour une bande de 1m de largeur et pour P = 30.35 KN/m²

M_{ox} = 234.22 KN.m

M_{oy} = 51. 52 KN.m

IV.2.2. Moments dans les dalles partiellement encastrées

Pour une bande de 1m de largeur :

M_{tx} = 175.66 KN.m

M_{ty} = 38.64 KN.m

IV.2.3. Moments sur les appuis suivant x

$M_w = M_{ax}$ =117.11KN.m

$M_e = M_{ay}$ = 25.76 KN.m

IV.2.4. Valeurs minimales à respecter

* En travée : $M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$ ➔ $M_{ty} \geq 43.9$ ➔ $M_{ty} \approx 44 KNm$

* Sur appuis : $M_{ay} = M_w$ = 117.11 KN.m

IV.3. Ferraillage

- ***Section calculée d'acier :***

En travée :

Sens l_x : $A_{tx} = 30.36\ cm^2/m$

Sens l_y : $A_{ty} = 7.6 cm^2/m$.

Sur appuis $A_{ax} = 20.24 cm^2/m$

- ***Section minimale d'acier***

$A_{xmin} = 2.62\ cm^2/m$.

$A_{ymin} = 2.1\ cm^2/m$.

- ***Choix des aciers***

- Choix des armatures

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{35}{10} = 35\ mm$$

- Espacement

$S_t < 35$ cm

Soit : $A_{tx} = 7$ HA 25 /ml ➔ $S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{7} \approx 14\ cm$

$A_{ty} = 7$ HA 14 /ml ➔ $S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{7} \approx 14\ cm$

$A_{ax} = A_{ay} = 7$ HA 20 /ml ➔ $S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{7} \approx 14\ cm$

[3]

IV.10 : Dimensionnement des acrotères

I- Introduction

Les Acrotères sont des éléments en béton armé qui couronnent le bâtiment. Selon l'article B 5-3-2 du BAEL 91, ils prennent une section d'armatures longitudinale au moins égale à 0.005 de la section de béton: $A \geq 0.005\ B$.

Vu le risque de corrosion de l'acier et d'éclatement du béton, les barres de gros diamètre sont à éviter.

Les joints de dilatation nécessitent un type spécial d'acrotère pour empêcher l'infiltration de l'eau entre les blocs, ainsi, deux modèles d'acrotères sont à dimensionner.

II- Acrotère sur mur

II.1. Armatures longitudinales

Section de béton : $B = 7{,}00\ cm^2$ or $A \geq 0.005\ B = 3{,}5\ cm^2$ ➔ A = 6 HA 10

II.2 Armatures Transversales

L'acrotère se calcule comme une console soumise à une charge concentrée.

F =0.4 KN / ml. Le poids propre de l'acrotère n'est pas considéré lors du calcul.

$P_u = 1.5\ F = 0.6$ KN/ml

$M_u = P_u\ h$; h : Hauteur de l'acrotère

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta\ d\ \sigma_{st}}$$

$$A_{min} = 0.23\ bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.21 cm^2$$ soit : $A = 5\ \Phi 8$

III - Acrotère sur joint

III.1. Armatures longitudinales

$B_1 = 600\ cm^2$; $A_1 \geq 3{,}20\ cm^2$ → A = 5 HA 10

$B_2 = 900\ cm^2$; $A_2 \geq 4{,}50\ cm^2$ → A = 6 HA 10

III.2. Armatures transversales

Par un calcul analogue au précèdent, on prévoit les mêmes armatures transversales : $A_{t1} = 5\ \Phi\ 8$ / ml & $A_{t2} = 4\ \Phi\ 6$ / ml

[14]

IV- Plan de ferraillage

Les détails et le ferraillage sont représentés dans les figures fig.1 et fig. 2

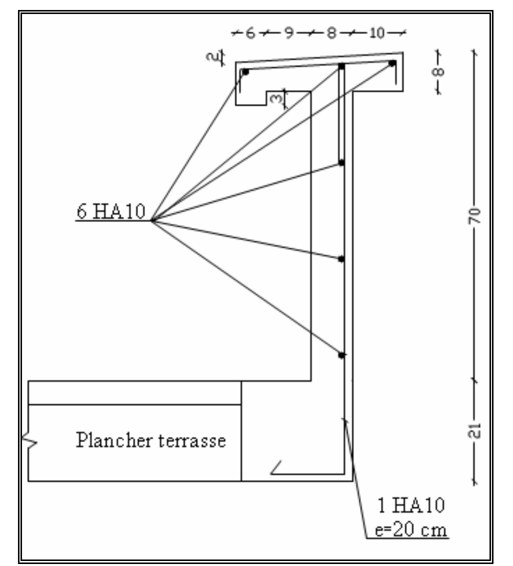



Figure IV.10.1 : Acrotère sur mur

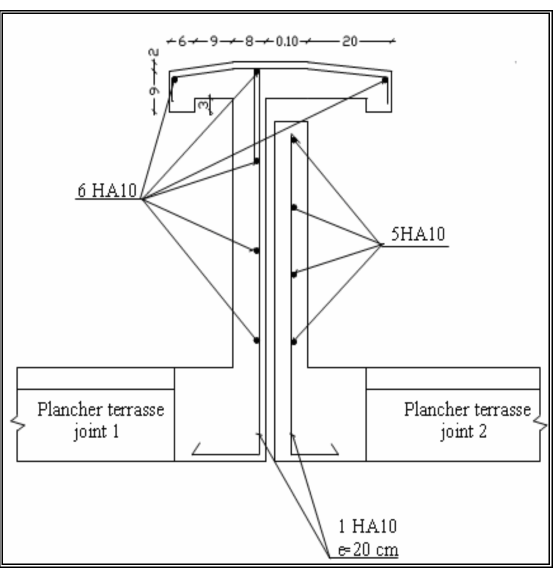


Figure IV.10.2 : Acrotère sur joint


Chapitre V
Fondations

Chapitre V :

FONDATIONS

I- Introduction

La fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

le rapport géotechnique nous a fourni les données suivantes (voir annexe):

- La contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol}$ à était fixée à 0.25 MPa.
- La profondeur du bon sol était estimée à 2 m.

II- Solution retenue

Pour les conditions du sol $\overline{\sigma}_{sol}$ = 2.5 bars, on a conçu la fondation comme fondation superficielle sur semelles isolées sous les poteaux en béton armé avec une base en gros béton ($\overline{\sigma}_{G.béton}$ = 7 bars) et des semelles filantes sous les voiles.

III- Méthode de calcul

Il est d'usage courant d'appliquer pour le calcul des semelles sur sol une méthode simple dite : méthode des bielles ; qui suppose que les charges appliqués aux semelles par les poteaux sont transmises au sol par des bielles obliques qui déterminent à la base des semelles des efforts de traction qui doivent être équilibrées par des armatures.

Cette méthode s'adapte spécialement aux semelles à charges centrées et transmettant au sol une pression supposée uniforme.

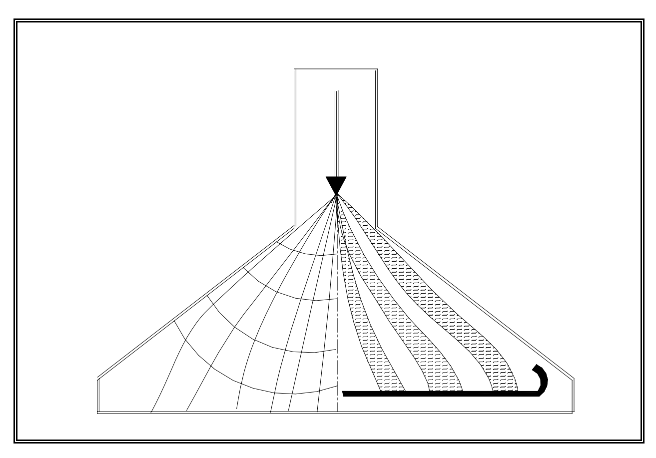


Figure V.1 : .Méthode des bielles.

III.1 Géométrie et charges

On désigne par :

P_u : charge à l'ELU
P_{ser} : charge à l'ELS
a, b : dimensions en plan du poteau tel que a< b,
A, B: dimensions en plan de la semelle à sa base tel que A< B,
h : hauteur ou épaisseur de la semelle.
e: hauteur de rive d'une semelle trapézoïdale, avec $e \geq 15cm$.
c :enrobage des armatures.
d = h - c

III.2. Dispositions constructives

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que :

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse considérer comme uniforme.
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée sans qu'il soit nécessaire de prévoir des aciers verticaux.
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci.
- l'enrobage minimal des armatures est de 3 cm pour les fondations.
- Nécessité d'ancrage des armatures.
- Les armatures verticales des poteaux doivent être prolongées jusqu'à la base de la semelle.

III.3. Dimensionnement de la semelle

III.3.1 Semelles isolées rectangulaire sous poteau rectangulaire soumise à une charge verticale centrée

a- section de la semelle

Pour un poteau de section a x b, la semelle et un rectangle A x B, dans le cas général on choisit les dimensions de la semelle de telle sorte qu'elle soit homothétique du poteau :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

A et B sont déterminés par : $AB \geq \frac{P_{ser}}{\overline{\sigma}} : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{P_{ser}}{\overline{\sigma}}} \; ou \; A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{P_{ser}}{\overline{\sigma}}}$

b- hauteur de la semelle

$\frac{B-b}{4} \leq (d_a \; et \; d_b) \leq A - a$ et $H = d_b + c$ ➔ $H \leq \frac{B-b}{4} + c$

$$e \geq Max\left\{ 15\,cm \; ; \begin{pmatrix} 6\phi + 6cm \; (barres \; sans \; crochet) \\ ou \\ 12\phi + 6cm \; (barres \; avec \; crochets) \end{pmatrix} \right\}$$

c- Armatures de la semelle

En utilisant la méthode des bielles, on obtient les sections d'armatures A_a dans le sens de la largeur et A_b dans le sens de la longueur :

$$A_a = \sup\left(\frac{p_u\,(A-a)}{8\,d_a\,f_{ed}}, \frac{p_s\,(A-a)}{8\,d_a\,\overline{\sigma_s}}\right) \quad \text{et} \quad A_b = \sup\left(\frac{p_u\,(B-b)}{8\,d_b\,f_{ed}}, \frac{p_s\,(B-b)}{8\,d_b\,\overline{\sigma_s}}\right)$$

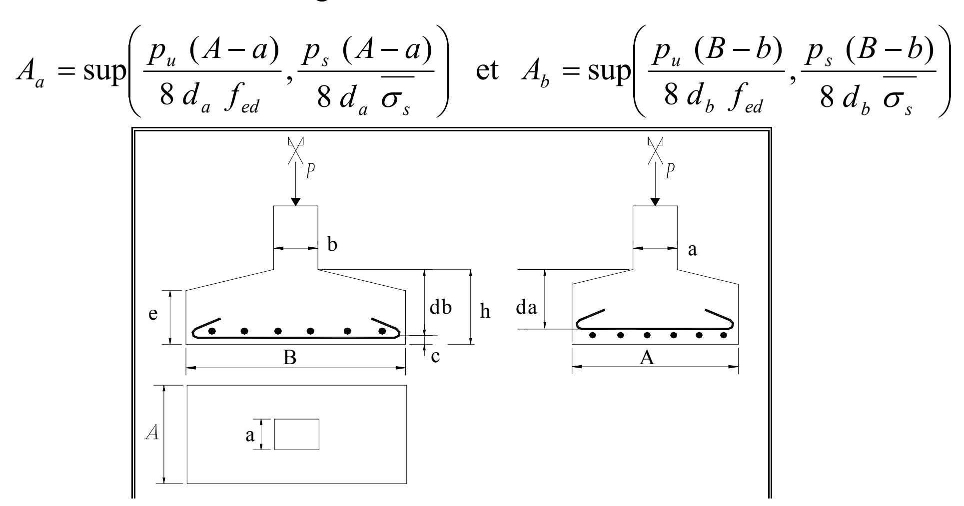


Figure V.2 : Ferraillage des semelles.

Remarque :

- Si la fissuration n'est pas préjudiciable on travaille avec les valeurs calculées $\mathbf{A_b}$ et $\mathbf{A_a}$.
- Si la fissuration est préjudiciable on majore $\mathbf{A_b}$ et $\mathbf{A_a}$ par 10%.
- Si la fissuration est très préjudiciable on majore $\mathbf{A_b}$ et $\mathbf{A_a}$ par 50%.

d- Espacement des armatures

$$0,15 \leq e \leq 0,25$$

- $N_a = \dfrac{\text{B - 2} \times \text{C}}{\text{e}_\text{A}} + 1$

$$\frac{B - 2 \times c}{0,25} + 1 \leq N_a \leq \frac{B - 2 \times c}{0,15} + 1 \Rightarrow e_{ta} = \frac{B - 2c}{n_a - 1}$$

- $\boldsymbol{N_b = \dfrac{B - 2 \times C}{e_B} + 1}$

$$\frac{A - 2 \times c}{0,25} + 1 \leq N_b \leq \frac{A - 2 \times c}{0,15} + 1 \Rightarrow e_{tb} = \frac{A - 2c}{n_b - 1}$$

e- Vérification de l'encrage

$$l_s = \frac{\phi l}{4} \times \frac{f_e}{0.6\, f_{tj}\, \psi_s^2}$$ Avec $\psi_s = 1.5$

On compare respectivement les longueurs de scellement l_{sa} et l_{sb} des barres à A/4 et B/4 :

- Si $l_{sa} \leq \dfrac{A}{4}$: les barres dans le sens de la largeur peuvent ne pas comporter des crochets, sinon il faut en placer.
- Si $l_{sb} < \dfrac{B}{4}$: les barres dans le sens de la longueur peuvent ne pas comporter des crochets, sinon il faut en placer.

f- Vérification de la condition de non poinçonnement

La charge poinçonnant est égale à la résultante des contraintes sur le sol agissant à l'extérieur du tronc de pyramide de poinçonnement.

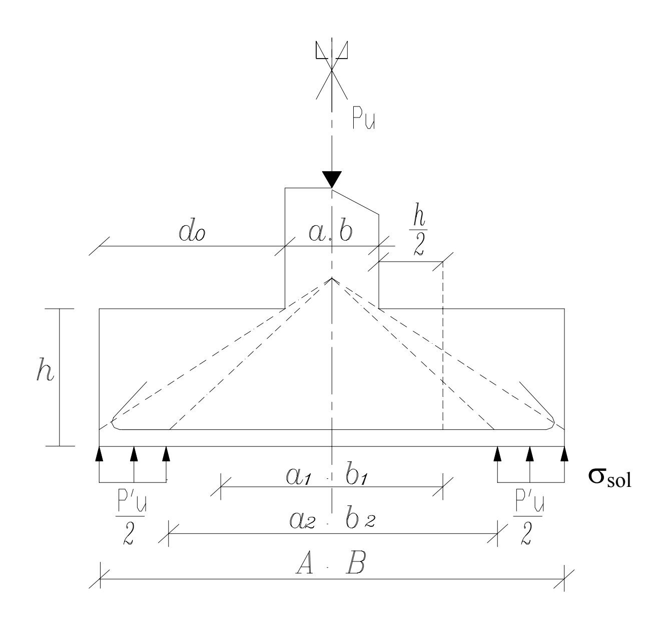


Figure V.3 : Phénomène de poinçonnement.

Cette charge doit vérifier : $A \times B \geq \dfrac{P_{ul} \times (a + 2 \times H)(b + 2 \times H)}{P_{ul} - \left(0.045 \times H \times \dfrac{f_{c28}}{\gamma b} \times 2 \times (a + H) \times (b + H)\right)}$

Avec P_{u1} : charge appliquée au poteau à l'ELU :

$P_{ul} = 1.35 \times (G + \text{Poids remblai} + \text{Poids semelle}) + 1.5 \times Q$

$\text{Poids semelle} = \sigma_{béton} \times A \times B \times H$

$\sigma_{remblai} \times h \times [(A \times B) - (a \times b)]$

Si la condition de non poinçonnement n'est pas vérifiée, deux solutions sont à envisager :

- Soit on augmente la section de la semelle.
- Soit on utilise des armatures transversales dans la zone où agit la charge de poinçonnement.

III.3.2 Semelles isolées sous joint de dilatation

En cas de semelle sous joint de dilatation, donc sous deux poteaux, on procède de la même manière tout en confondant les deux poteaux à un poteau unique recevant un effort normal P et éventuellement un moment M définit comme ci-dessous.

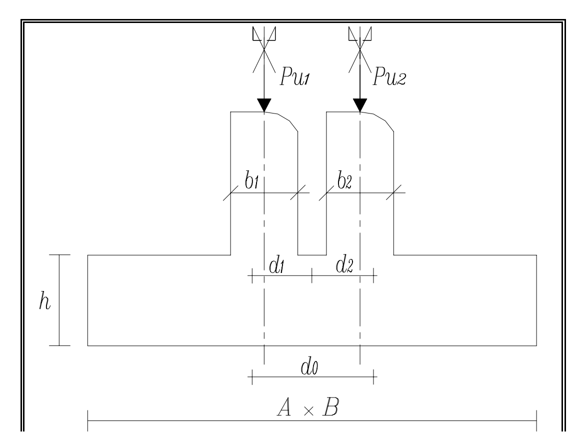


Figure V.4 : Semelle sous joint de dilatation.

a. *Pu1 ≈ Pu2 :*

La semelle est alors assimilée à une semelle centrée supportant un poteau ayant pour caractéristiques géométriques :

$$b = b_1 + b_2 + 2\,\text{cm},$$

$$a = \sup(a_1, a_2),$$

$$Pu = Pu_1 + Pu_2 .$$

b. *Pu1 ≠ Pu2 :*

La semelle est remplacée par une semelle fictive équivalente soumise à un effort normal (P) appliquée à la distance (e_0) du centre de gravité, d'où la production d'un moment de flexion (M) définie comme suit :

$$b = b_1 + b_2 + 2\,\text{cm}, \qquad a = \sup(a_1, a_2),$$

$$d_1 = Pu_2 \cdot \frac{d_0}{(Pu_1 + Pu_2)}, \qquad d_2 = Pu_1 \cdot \frac{d_0}{(Pu_1 + Pu_2)},$$

$$d_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} + 2\ \text{cm}, \qquad e = \frac{d_0}{2} - d_1,$$

$$Pu = Pu_1 + Pu_2, \qquad M = Pu \cdot e .$$

III .4. Dimensionnement du gros béton

III .4.1. Section du gros béton

La section du gros béton (*A'xB'*) est déterminée par :

$$A'B' \geq \frac{P'}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- P' : Charge initiale appliquée à la semelle + poids propre semelle + poids propre gros béton.
- A', B' : Les dimensions du gros béton.
- B' $\geq \sqrt{\frac{A}{B} \times \frac{p'_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

Pour que les dimensions du gros béton soient homothétiques à celles de la semelle, on doit vérifier :

$$\frac{A'}{B'} = \frac{A}{B}$$, où A, B les dimensions de la semelle.

III .4.2. Hauteur du gros béton

La hauteur du gros béton est déterminée en vérifiant :

$$\begin{cases} \frac{d}{H} = 0.5 \div 0.6 \\ H \geq \frac{d}{0.55} \\ d = \frac{A-a}{2} \end{cases} \quad \neg \quad H \geq \frac{A-a}{2 \times 0.55} = \frac{A-a}{1.1}.$$

[14,15]

IV- Exemples de calcul

A fin de concrétiser les théories énoncées ci-dessus, on va faire le calcul de la

- ❖ semelle isolée S5 issue du poteau P6 du bloc"G".
- ❖ Semelle isolée S2 sous joint de dilatation issue des poteaux P6 du bloc"G"et"I".

IV.1. Semelle isolée S5

Cette semelle isolée S5 issue du poteau P6 du bloc"G". Elle supporte un poteau rectangulaire de section (25×40).

La semelle est soumise à l'action d'un effort normal ***G = 59.7 T*** et ***Q = 24 T***

D'où : P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.165 MN. & P_{ser} = G + Q = 0.837 MN.

La semelle repose sur du gros béton de portance $\sigma_{GB} = 0.7\ MPa$.

La portance du sol d'assise sous le gros béton est limitée à $\sigma_{sol} = 0.25\ MPa$

IV.1.1 Dimensionnement de la semelle

a- section de la semelle

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{P_{ser}}{\sigma_{GB}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.4}{0.25} \cdot \frac{0.837}{0.7}} = 1.38m$$; Soit B= 1.4 m

Vu que $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = B \times \frac{a}{b} \Rightarrow A = 0.9m$

b- hauteur de la semelle

$$d_a \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d_a \geq \frac{1.40-0.40}{4} = 0.25m \Rightarrow d_a = 0.345m$$

$$d_b \leq A - a \Rightarrow d_b \leq 0.90 - 0.25 = 0.65 \Rightarrow d_b = 0.345m$$

$$H \leq \frac{B-b}{4} + c = 0.3m \Rightarrow H = 30cm$$

Poids propre de la semelle : A x B x H x 25 = 0.00945 MN

➯ P_u=1.18 MN. & P_{ser} = 0.849MN.

➯ B> 1.39 m $\Rightarrow B = 1.40m$ & $A = B \times \frac{a}{b} \Rightarrow A = 0.875m$

c- Armatures de la semelle

$$A_a = \sup\left(\frac{p_u\ (A-a)}{8\ d_a\ f_{ed}}, \frac{p_s\ (A-a)}{8\ d_a\ \overline{\sigma_s}}\right)$$

➔ $A_a = \sup(\frac{1.18\times10^{-3}\ (0.875-0.25)}{8\times0.345\times347.83}, \frac{0.837\times10^{-3}\ (0.875-0.25)}{8\times0.345\times129.8}) = 7.69\ cm^2$

&

➯ ***A_a = 5HA14***

$$A_b = \sup\left(\frac{p_u\ (B-b)}{8\ d_b\ f_{ed}}, \frac{p_s\ (B-b)}{8\ d_b\ \overline{\sigma_s}}\right)$$

➔ $A_b = \sup(\frac{1.18\times10^{-3}\ (1.40-0.40)}{8\times0.345\times347.83}, \frac{0.837\times10^{-3}\ (1.40-0.40)}{8\times0.345\times129.8}) = 11.88\ cm^2$

➯ ***A_b = 8HA14***

d- Espacement des armatures

- $e_{ta} = \frac{B-2c}{n_a - 1} = 0.185m$
- $e_{tb} = \frac{A-2c}{n_b - 1} = 0.194m$

On a bien vérifié que $0.15 \leq e \leq 0.25m$

e- Vérification de l'encrage

$l_s = \frac{\phi_l}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \times f_{tj} \times \psi_s^2}$ *or* $\phi_l = 14\ mm$ & $\psi_s = 1.5$ Avec $\psi_s = 1.5$

➯ $l_s = 54cm$

On compare respectivement les longueurs de scellement l_{sa} et l_{sb} des barres à A/4 et B/4 :

- $l_{sa} = 54cm \; \& \; \frac{A}{4} = \frac{0.875}{4} = 21 \; cm \Rightarrow l_{sa} \geq \frac{A}{4}$: Toutes les barres dans le sens de la largeur doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportées des ancrages courbes tels que les crochets.
- $l_{ba} = 54cm \; \& \; \frac{B}{4} = \frac{1.40}{4} = 35 \; cm \Rightarrow l_{sb} \geq \frac{B}{4}$: Toutes les barres dans le sens de la longueur doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportées des ancrages courbes tels que les crochets.

f- Vérification de la condition de non poinçonnement

On doit vérifier : $A \times B \geq \frac{P_{ul} \times (a + 2 \times H)\,(b + 2 \times H)}{P_{ul} - \left(0.045 \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma b} \times 2 \times (a + H) \times (b + H)\right)}$

Avec

P_{u1} : charge appliquée au poteau à l'ELU :
$P_{ul} = 1.35 \times$ (G + Poids remblai + Poids semelle) + 1.5 × Q
Poids semelle = $\sigma_{béton} \times A \times B \times H = 0.00918$ MN
Poids remblai = $\sigma_{remblai} \times h \times [(A \times B) - (a \times b)] = 0.0517$ MN

P_{u1} = 1.248 MN

- $\frac{P_{ul} \times (a + 2 \times H)\,(b + 2 \times H)}{P_{ul} - \left(0.045 \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma b} \times 2 \times (a + H) \times (b + H)\right)} = 0.86 \text{ cm}^2$
- $A \times B = 0.875 \times 1.4 = 1.225 \; cm^2$

➩ On a bien vérifié que $A \times B \geq \frac{P_{ul} \times (a + 2 \times H)\,(b + 2 \times H)}{P_{ul} - \left(0.045 \times H \times \frac{f_{c28}}{\gamma b} \times 2 \times (a + H) \times (b + H)\right)}$,

donc la condition de poinçonnement est vérifiée.

IV.1.2 Dimensionnement du gros béton

a- section du gros béton

La section du gros béton (*A'* x *B'*) est déterminée par :

$B' \geq \sqrt{\frac{B}{A} \cdot \frac{P'_{ser}}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1.4}{0.875} \cdot \frac{0.910}{0.25}} = 2.40m$ ➔ *B' = 2.40 m*

Et puisque $\frac{A'}{B'} = \frac{A}{B}$ donc *A' = 1.50 m*.

b- hauteur du gros béton

La hauteur du gros béton est déterminée en vérifiant :

$$\begin{cases} \frac{d}{H} = 0.5 \div 0.6 \\ H \geq \frac{d}{0.55} \\ d = \frac{A-a}{2} \end{cases} \quad \neg \quad H \geq \frac{A-a}{2 \times 0.55} = \frac{A-a}{1.1} = 0.568 \text{ m} \Rightarrow H = 60\ cm$$

IV.2 Semelles isolées sous joint de dilatation

Puisque $P_{u1} = P_{u2}$, La semelle est alors assimilée à une semelle centrée supportant un poteau ayant pour caractéristiques géométriques :

$$b = b_1 + b_2 + 2\,\text{cm} = 0.25 + 0.25 + 0.02 = 0.52 \text{ m}$$

$$\text{a} = \sup(\text{a}_1, \text{a}_2) = 0.25 \text{ m} ,$$

$$Pu = Pu_1 + Pu_2 = 93.9 \text{ T} \quad \text{et} \quad Ps = P_{s1} + P_{s2} = 67.6 \text{ T}$$

Et par la même procédure que celle faite si dessus,

IV.2.1. Dimensionnement de la semelle

$Ps(T)$	$Pu(T)$	A (cm)	B (cm)	H (cm)
93.9	67.6	70	140	35

IV.2.2. Armatures de la semelle

$A_a(cm^2)$	aciers	$A_b(cm^2)$	aciers
5.16	5HA12	9.97	9HA12

IV.2.3. Dimensionnement du gros béton

A'(cm)	B' (cm)	H (cm)
130	260	50

V- Les Longrines

Les Longrines sont des Pièces d'infrastructure d'allure horizontale, servants à répartir des charges ou à les reporter vers des.

Les longrines sont conçues entre les poteaux, elles permettent de :

- maintenir les distances entre les poteaux,
- raidir les poteaux afin de diminuer leurs risques de flambement,
- supporter le poids des murs et des cloisons,
- repartir les charges entre les semelles,

Les longrines se reposent sur une couche de 10 cm de béton de propreté.

[11]

CONCLUSION

Une grande partie de ce projet de fin d'études a été consacré à la conception et le dimensionnement de la superstructure et des fondations principalement en béton armé de l'hôtel « Jawhara ».

D'abord, nous avons pu noter l'importance de la conception qui représente une étape principale de travail. En fait nous avons confronté un certain nombre de problèmes concernant l'emplacement des poteaux et les retombés des poutres. Leur conception devrait être conforme aux exigences architecturales et économiquement acceptable, en garantissant une sécurité certaine pour l'ouvrage et une facilité d'exécution.

Ensuite, nous avons essayé d'améliorer les performances énergétiques du projet en appliquant la démarche de haute qualité environnementale. Et à partir ce contexte, nous avons pu déterminer l'évaluation des charges.

Puis, nous avons modélisé, dimensionné, calculé et vérifié les différents éléments de la structure de l'hôtel.

Enfin, nous avons dimensionné les fondations superficielles de l'hôtel.

Il est à noter que la diversité des aspects étudiés nous a poussé à utiliser les logiciels de calculs, à savoir : Arche, Effel, RDM…, ce qui nous a énormément facilité la tâche.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **B. BOULET.** Gros œuvre du bâtiment « aide-mémoire ».

[2] **M.Y. DOUIRA**. Polycopié de HQE, ENIT, 2007.

[3] **J. PERCHAT** et **J.ROUX.** Pratique du BAEL91, Edition Eyrolles 1992.

[4] **ADEME** (Agence De l'Environnement et de la Maîtrise d'Energie). Construire autrement, 6293, Novembre 2007. www.ademe.fr

[5] http://Produit d'étanchéité et d'isolation% matériaux d'isolation/, Février 2002.

[6] **ADEME**. Guide pratique, isolation thermique. www.ademe.fr

[7] Magasine Science et Vie, la maison du XXIème siècle, les nouvelles technologies de l'habitat durable, Décembre 2007.

[8] **K.MILED**. Polycopié de béton armé, ENIT, 2007.

[9] **A. FUENTES**. Conception et calcul des structures de bâtiments, 1981.

[10] **A.GUERRIN** et **R .C. LAVAUD**. Traité De Béton Armé, Tome VI et V, 1965.

[11] **J. PERCHAT** et **J.ROUX.** Maîtrise du BAEL91, deuxième Edition Eyrolles.

[12] **E. RAMAZANOV**. Construction métallique, Calcul des éléments selon l'Eurocode 3, Tunis, 1998.

[13] **H. THONIER**. Conception et calcul des structures de bâtiment : T1 à T6 Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1989.

[14] **J. PIERRE MOUGIN**. Béton armé B.A.E.L.91 et D.T.U. associés, Guide de calcul, Edition Eyrolles.

[15] **V.BAIKOV** et **S.SRONGUINE.** Calcul des structures, édition Mir Moscou.

ANNEXES

Dans cette partie, nous présenterons les Plans architecturaux, coupe des planchers, la Descente de charge, les Fiches des poteaux, les Fiches des poutres, les Fiches des raidisseurs, le Tableau récapitulatif des efforts et des longueurs de flambement des barres, le Rapport géotechnique et la fiche des semelles.